

**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

**CARRERA:
INGENIERÍA CIVIL**

**Trabajo de titulación previo a la obtención del título de:
INGENIEROS CIVILES**

**TEMA:
ELABORACIÓN DE UNA “GUÍA PRÁCTICA PARA EL DISEÑO
ESTRUCTURAL DE CARRETERAS”**

**AUTORES:
AUQUI PARRA JUAN CARLOS
RAMÍREZ CHICAIZA DANNY RAFAEL**

**TUTOR:
TORRES MERINO HUGO FLORENCIO**

Quito, febrero del 2019

CESIÓN DE DERECHOS DE AUTORES


Nosotros, Auqui Parra Juan Carlos con número de identificación N°1718565524, y Ramírez Chicaiza Danny Rafael con número de identificación N°1723591390 manifestamos nuestra voluntad y cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del trabajo de titulación: ELABORACIÓN DE UNA “GUÍA PRÁCTICA PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE CARRETERAS”; mismo que ha sido desarrollado para optar por el título de: INGENIEROS CIVILES, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En aplicación a lo determinado en la Ley de Propiedad Intelectual, en mi condición de autor me reservo los derechos morales de la obra antes citada. En concordancia, suscribo este documento en el momento que se realiza la entrega del trabajo final en formato impreso y digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, febrero del 2019



Auqui Parra Juan Carlos
1718565524



Ramírez Chicaiza Danny Rafael
1723591390

DECLARATORIA DE COAUTORÍA DEL DOCENTE TUTOR

Yo declaro que bajo mi dirección y asesoría fue desarrollado el trabajo de titulación, ELABORACIÓN DE UNA “GUÍA PRÁCTICA PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE CARRETERAS”, realizado por Auqui Parra Juan Carlos y Ramírez Chicaiza Danny Rafael, obteniendo un producto que cumple con todos los requisitos estipulados por la Universidad Politécnica Salesiana, para ser considerado como trabajo final de titulación.

Quito, febrero del 2019



Torres Merino Hugo Florencio

C.I. 1714771977

DEDICATORIA

El presente trabajo de titulación lo dedico principalmente a mis padres Teresa Parra y Bolívar Auqui, por su apoyo incondicional, cariño y sacrificio, gracias a ustedes y he logrado llegar hasta aquí, es verdaderamente un privilegio ser su hijo, son lo mejor que puedo tener en esta vida.

A mis hermanos Anita y Marco por siempre estar presente en las dificultades, acompañándome y brindándome un gran apoyo moral, ayudándome ser mejor persona.

A mi hermana Patricia que pese a que está en el cielo ha sido una fuente de inspiración, y a pesar de tu ausencia física siento que siempre estas a mi lado.

A todas las personas que me han brindado apoyo y han hecho que el trabajo se realice con éxito en especial a aquellos que nos abrieron las puertas y compartieron sus conocimientos.

Juan Carlos Auqui Parra.

DEDICATORIA

A mis padres, por brindarme su apoyo de manera incondicional, mi madre Gloria por estar pendiente día tras día de mi desempeño personal, inclusive costándole incontables madrugadas, a mi padre Rafael por la inmensa confianza que ha depositado en mí. Por todo el trabajo realizado y con los obstáculos sobrellevados, indudablemente no hubiese podido culminar esta etapa de mi vida sin ellos.

A mi hermano Alexander por ser un amigo incondicional y sincero que estuvo presente en las experiencias suscitadas en esta travesía.

A mi hermana Damaris por llenar de sonrisas mi vida.

Danny Rafael Ramírez Chicaiza.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a mi familia por todo el apoyo brindado durante el todo este tiempo, gracias a ellos puedo estar en estas instancias.

Un agradecimiento especial al Ing. Hugo Torres, gran ser humano y excelente docente, quien con ayuda de sus vastos conocimientos pudo guiarnos en el desarrollo de este trabajo.

Juan Carlos Auqui Parra.

AGRADECIMIENTO

A Dios, por no dejar de creer en mí, aunque yo deje de creer en él por reiteradas ocasiones.

A mi Familia por el apoyo brindado a lo largo de todos estos años.

A mis amigos y compañeros que de una u otra manera han aportado con su conocimiento y trabajo para mi crecimiento personal.

A Ing. Hugo Torres, quien con su excelencia profesional y su gran don de personalidad ha sabido llevar de la mejor manera la Guía de este trabajo.

Danny Rafael Ramírez Chicaiza.

ÍNDICE

JUSTIFICACIÓN.....	1
OBJETIVOS.....	2
Objetivo general.....	2
Objetivos específicos.....	2
Capítulo I.....	4
1. ESTUDIOS GEOLÓGICOS GEOTÉCNICOS.....	4
1.1. Definiciones generales.....	4
1.2. Estudio Geológico.....	6
1.2.1. Estudio geológico preliminar.....	6
1.2.1.1. Información mínima a presentar en un estudio geológico preliminar.....	6
1.2.1.1.1. Introducción y objetivos.....	6
1.2.1.1.2. Geología.....	7
1.2.1.1.3. Procedencia de los materiales.....	8
1.2.1.2. Sistema de coordenadas de los mapas geológicos.....	10
1.2.1.3. Selección de rutas.....	15
1.2.2. Estudio Geológico definitivo.....	15
1.2.2.1. Información mínima a presentar en un estudio geológico definitivo (trabajos de gabinete).....	16
1.2.2.2. Introducción y objetivos.....	17
1.2.2.3. Geología.....	17
1.2.2.4. Mapeo geológico de la ruta (trabajos de campo).....	22
1.2.2.5. Procedencia de los materiales.....	24
1.3. Estudio Geotécnico.....	31
1.3.1. Caracterización de la subrasante.....	31
1.3.1.1. Concepto.....	31
1.3.1.2. Exploración de la subrasante.....	31
1.3.1.2.1. Actividades In situ.....	32
1.3.1.2.2. Métodos de muestreo.....	36
1.3.1.2.3. Número de sondeos.....	37
1.3.1.2.4. Profundidad de sondeos.....	38
1.3.1.2.5. Ensayos de Campo.....	39
1.3.1.2.6. Trabajos de laboratorio.....	61
1.3.2. Taludes en carreteras.....	90
1.3.2.1. Exploración de taludes.....	90
1.3.2.1.1. Actividades In situ.....	91
1.3.2.1.2. Ensayos de Campo.....	93
1.3.2.1.3. Trabajos de laboratorio.....	103
1.3.2.2. Análisis de Estabilidad del talud.....	104
1.3.2.2.1. Propiedades del material de taludes.....	104
1.3.2.2.2. Coeficiente de sismicidad.....	105
1.3.2.2.3. Presencia del nivel freático.....	107
1.3.2.2.4. Factores de seguridad.....	107
1.3.2.3. Métodos de análisis de Estabilidad del talud.....	108

1.3.2.4. Resultados del análisis de estabilidad de taludes.	109
1.3.2.4.1. Recomendación de taludes de corte.	109
1.3.2.4.2. Recomendación de medidas de sostenimiento.	113
Capítulo II	114
2. ESTUDIO DE TRÁNSITO	114
2.1. Definiciones Generales	114
2.2. Configuración de ejes de vehículos.	116
2.3. Tipos de vehículos en el Ecuador	117
2.3.1. Tabla nacional de pesos y dimensiones.	118
2.4. Métodos de Conteo Vehicular	121
2.4.1. Conteo en estaciones de peaje.	121
2.4.2. Conteo automático.	121
2.4.2.1. Conteo automático por detectores automáticos superficiales.	122
2.4.3. Conteo manual.	124
2.4.4. Ajuste de datos obtenidos mediante conteo automático con respecto a un conteo manual.	128
2.5. Tráfico Promedio Diario Anual	129
2.5.1. Volúmenes de tráfico Promedio.	131
2.5.1.1. Volumen de tráfico promedio horario.	131
2.5.1.2. Volumen de Tráfico promedio Diario.	133
2.5.1.3. Volumen de Tráfico promedio Semanal.	135
2.5.1.4. Volumen de Tráfico promedio Mensual.	136
2.5.1.5. Volumen de Tráfico promedio diario Anual (TPDA).	136
2.5.2. Factores de variación de tránsito.	137
2.5.2.1. Factor horario (Fh).	137
2.5.2.2. Factor Diario (Fd).	138
2.5.2.3. Factor Semanal (Fs).	139
2.5.2.4. Factor Mensual (Fm).	140
2.5.3. Cálculo del TPDA utilizando los factores de variación del Tráfico.	144
2.6. Tráfico de Diseño.	146
2.6.1. Tráfico Actual (To).	146
2.6.1.1. Tráfico Normal (Tn).	146
2.6.1.2. Tráfico Atraído (Ta).	146
2.6.2. Tráfico Generado (Tg).	147
2.6.3. Tráfico Desarrollado (Td).	149
2.6.4. Tráfico Futuro (Tf).	149
2.6.4.1. Periodo de diseño.	150
2.6.4.2. Tasa de crecimiento vehicular.	151
2.7. Tránsito equivalente.	154
2.7.1. Factor de equivalencia de carga.	154
2.7.1.1. Definiciones	154
2.7.1.1.1. Serviciabilidad.	154
2.7.1.1.2. Número estructural.	156
2.7.1.2. Factor de equivalencia de carga (LEF) mediante el método AASHTO-93.	157
2.7.1.3. Factor de equivalencia de carga (FEC) mediante AASHTO simplificado.	159

2.7.2. Obtención de ESAL's.	160
2.7.2.1. ESAL's por el método de AASHTO-93.....	160
2.7.2.2. ESAL's por el método AASHTO simplificado.	161
2.7.3. ESAL's de diseño.	163
2.7.3.1. Definiciones.	164
2.7.3.1.1. Factor dirección (Fd).	164
2.7.3.1.2. Factor carril (Fc).....	165
2.7.3.2. Ejemplo de proyección de ESAL's por serie histórica.....	166
2.7.3.3. Ejemplo de proyección de ESAL's por tasa de crecimiento.	173
2.7.3.4. Corrección del ESAL's proyectados mediante ecuación de tendencia.	177
2.7.3.4.1. Ejemplo de aplicación.....	178
2.8. Espectro de carga.	182
2.8.1. Ejemplo de obtención de espectro de carga.	183
Capítulo III.....	186
3. MEJORAMIENTO DE LA SUBRASANTE	186
3.1. Definiciones generales	186
3.2. Suelos problemáticos en obras viales.....	187
3.3. Objetivos de la estabilización de la subrasante.....	187
3.4. Propiedades de los suelos consideradas en obras viales.	188
3.4.1. Estabilidad volumétrica.....	188
3.4.2. Resistencia.....	189
3.5. Suelos expansivos.	189
3.5.1. Identificación del grado de expansión del suelo.....	190
3.5.2. Identificación del potencial de expansión del suelo.	190
3.5.2.1. Determinación del Volumen Potencia de Cambio.	190
3.5.3. Determinación de la magnitud de expansión.	194
3.5.3.1. Determinación del hinchamiento unidimensional.....	194
3.5.4. Determinación de la capa activa de suelos expansivos.....	197
3.6. Estabilización de suelos en obras viales.....	199
3.6.1. Estabilización física.	201
3.6.1.1. Mejoramiento con suelo seleccionado.	201
3.6.1.2. Mejoramiento con suelo seleccionado.	202
3.6.2. Estabilización química.	202
3.6.2.1. Estabilización con cal.	203
3.6.2.1.1. Ventajas y desventajas de les estabilización con cal.	203
3.6.2.1.2. Materiales utilizados en las estabilizaciones con cal.	204
3.6.2.1.3. Determinación del porcentaje óptimo de cal.....	206
3.6.2.1.4. Reacciones químicas de la estabilización con cal.	208
3.6.2.1.5. Efectos de la estabilización sobre el suelo.	209
3.6.2.1.6. Ejemplo de determinación de cantidades de materiales en obra.	210
3.6.2.2. Estabilización de suelo con Cemento.....	214
3.6.2.2.1. Tipo de suelo a estabilizar.....	214
3.6.2.2.2. Cantidad de cemento.....	216
3.6.2.2.3. Cantidad de agua agregada a la mezcla.	217
3.6.2.2.4. Compactación de la Mezcla Suelo-Cemento.	217

3.6.2.2.5. Curado de la Mezcla.	218
3.6.2.2.6. Metodología para la dosificación de suelo cemento.	218
3.6.3. Estabilización de suelo Mecánica.	234
3.6.3.1. Métodos empleados para compactación en Campo.	235
3.6.3.1.1. Compactación estática.	235
3.6.3.1.2. Compactación por impacto.	235
3.6.3.2. Selección de equipo en base al suelo existente.	236
3.6.3.3. Determinación de parámetros de compactación en Campo.	238
3.6.3.3.1. Espesor de Capa compactada.	238
3.6.3.3.2. Número de pasadas del rodillo.	238
3.6.3.3.3. Velocidad de compactación del rodillo.	239
3.6.3.3.4. Rendimiento del equipo de compactación del rodillo.	240
Capítulo IV.	243
4. CARACTERIZACIÓN DEL MATERIAL GRANULAR.	243
4.1. Definiciones generales.	243
4.2. Estructura de los pavimentos.	244
4.2.1. Sub-base.	244
4.2.1.1. Objetivos de la sub-base.	245
4.2.2. Bases.	245
4.2.2.1. Objetivos de las bases Granulares.	245
4.2.2.2. Base de Agregado Estabilizada con Cemento.	246
4.2.2.3. Base de Agregado Estabilizada con Asfalto.	247
4.2.3. Capa de Rodadura.	252
4.2.3.1. Objetivos de la capa de rodadura.	252
4.2.3.2. Capa de rodadura de pavimento flexible.	253
4.2.3.3. Capa de rodadura de pavimento rígido.	253
4.2.3.4. Principales ventajas y desventajas de las diferentes capas de rodadura.	253
4.3. Propiedades de los agregados.	254
4.3.1. Granulometría.	255
4.3.2. Desgaste del Agregado grueso o Abrasión.	255
4.3.3. Durabilidad (Pérdida de peso).	256
4.3.4. Límite líquido.	256
4.3.5. Índice de plasticidad.	256
4.3.6. Valor equivalente de arena.	257
4.3.7. Forma de las partículas en el agregado grueso.	257
4.3.8. Angularidad en el agregado fino.	258
4.3.9. Porcentaje de partículas fracturadas en agregado grueso.	258
4.4. Especificaciones de los agregados para sub-bases, bases y capa de rodadura.	259
4.4.1. Sub-Bases.	259
4.4.2. Bases.	259
4.4.2.1. Base de agregados.	260
4.4.2.2. Base estabilizada con cemento Portland.	261
4.4.2.3. Base de Hormigón asfáltico mezclado en Sitio.	261
4.4.2.4. Base de Hormigón asfáltico mezclado en Planta.	261
4.4.3. Agregados para carpeta asfáltica.	262

4.5. Especificaciones de los agregados para hormigón.....	266
4.5.1. Árido grueso.....	266
4.5.2. Procedimientos constructivos de las unidades de obra.....	268
4.5.3. Sub-base de agregados.....	268
4.5.4. Base de agregados.....	271
4.5.5. Base de agregados estabilizada con cemento Portland.....	272
4.5.6. Base de agregados estabilizada con Cal.....	274
4.5.7. Base de hormigón asfáltico mezclado en sitio.....	274
CAPÍTULO V	276
5. DISEÑO DE LA MEZCLA PARA CAPAS DE RODADURA.....	276
5.1. Definiciones.....	276
5.2. Introducción.....	277
5.3. Tipos de capa de rodadura.....	277
5.4. Capa de rodadura de pavimento flexible.....	278
5.4.1. Capa de rodadura de hormigón.....	278
5.4.2. Capa de rodadura de pavimento articulado.....	278
5.5. Diseño de mezcla para capa de rodadura asfáltica.....	279
5.5.1. Propiedades consideradas en el diseño de mezcla.....	279
5.5.2. Especificaciones para el diseño de mezcla asfáltica.....	280
5.5.2.1. Vacíos del Agregado Mineral (VAM).....	281
5.5.2.2. Vacíos (Vv).....	282
5.5.2.3. Estabilidad y flujo.....	282
5.5.3. Especificaciones para el control de calidad de asfaltos.....	283
5.5.3.1. Penetración.....	283
5.5.3.2. Ductilidad.....	284
5.5.3.3. Punto de inflamación.....	284
5.5.3.4. Viscosidad.....	285
5.5.4. Metodología de diseño de mezcla para capa de rodadura asfáltica.....	285
5.5.4.1. Especificación de los agregados.....	286
5.5.4.2. Mezcla de material granular.....	286
5.5.4.3. Determinación del porcentaje de asfalto de partida.....	288
5.5.4.4. Preparación y Compactación de Briquetas.....	290
5.5.4.5. Determinación de las propiedades volumétricas de la mezcla.....	293
5.5.4.5.1. Relaciones masa y volumen.....	293
5.5.4.5.2. Propiedades volumétricas.....	299
5.5.4.6. Determinación de las propiedades Mecánicas de la mezcla.....	302
5.5.4.7. Determinación del porcentaje óptimo de asfalto.....	304
5.5.5. Ejemplo de diseño de mezcla para capa de rodadura asfáltica.....	306
5.6. Diseño de mezcla para capa de rodadura rígida.....	324
5.6.1. Propiedades consideradas en el diseño de la mezcla.....	324
5.6.1.1. Resistencia.....	324
5.6.1.1.1. Resistencia especificada ($f'c$).....	324
5.6.1.1.2. Resistencia requerida ($f'cr$).....	325
5.6.1.2. Trabajabilidad.....	325
5.6.1.2.1. Ensayo de Asentamiento.....	326

5.6.1. Especificaciones para el diseño de mezcla de hormigón.	326
5.6.2. Metodologías de diseño para mezcla de capa de rodadura rígida.	328
5.6.2.1. Método ACI 211.1	328
5.6.2.1.1. Selección del asentamiento.	328
5.6.2.1.2. Selección del tamaño máximo del agregado.	329
5.6.2.1.3. Estimación del contenido de agua.	330
5.6.2.1.4. Estimación del contenido de aire.	330
5.6.2.1.5. Resistencia de diseño.	331
5.6.2.1.1.1. Resistencia a la compresión	331
5.6.2.1.6. Relación agua-cemento (a/c).	334
5.6.2.1.7. Calculo del contenido de cemento.	334
5.6.2.1.8. Proporciones de agregados.	335
5.6.2.1.9. Dosificación por volumen.	337
5.6.2.1.10. Volumen Absoluto del cemento.	337
5.6.2.1.11. Volumen Absoluto de agua.	338
5.6.2.1.12. Volumen Absoluto del agregado.	338
5.6.2.1.13. Ajuste de mezcla por humedad de agregado.	341
5.6.2.2. Método Fuller-Thomson.	342
5.6.2.2.1. Proporciones de agregados.	343
5.6.2.2.2. Dosificación por volumen.	346
5.6.2.2.3. Volumen Absoluto del cemento.	347
5.6.2.2.4. Volumen Absoluto de agua.	347
5.6.2.2.5. Volumen Absoluto del agregado.	348
5.6.2.2.6. Ajuste de mezcla por humedad de agregado.	350
5.6.2. Control de calidad del hormigón.	351
5.6.2.1. Resistencia a la compresión.	351
5.6.2.2. Resistencia a la flexión.	351
5.6.2.3. Corrección por asentamiento.	352
5.6.3. Ejemplo dosificación para mezclas de hormigón.	354
CAPÍTULO VI	367
6. DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTO FLEXIBLE	367
6.1. Método AASHTO 93.	367
6.1.1. Parámetros de diseño.	369
6.1.1.1. Tránsito de diseño.	369
6.1.1.2. Módulo resiliente.	369
6.1.1.3. Periodo de diseño.	370
6.1.1.4. Serviabilidad.	370
6.1.1.5. Número estructural.	371
6.1.1.5.1. Coeficiente de drenaje (mi).	372
6.1.1.5.2. Coeficiente estructural.	373
6.1.1.6. Nivel de confianza.	376
6.1.1.7. Desviación estándar normal.	376
6.1.1.8. Desviación estándar total.	377
6.1.2. Metodología.	378
6.1.2.1. Obtención de datos.	378

6.1.2.2. Determinación del número estructural de las capas.....	378
6.1.2.3. Determinación del espesor de capa.....	381
6.1.2.4. Recomendaciones del tipo de material granular a utilizar.....	383
6.1.3. Ejemplo de diseño estructural para pavimento flexible.....	384
6.2. Método Empírico-Mecanicista AASHTO 2008.....	396
6.2.1. Introducción.....	396
6.2.2. Parámetros de diseño (Datos de entrada).....	397
6.2.2.1. Nivele de jerárquico de entrada.....	397
6.2.2.2. Tránsito de diseño.....	398
6.2.2.2.1. Características del tráfico.....	399
6.2.2.2.2. Puntos críticos para el análisis de deterioros.....	402
6.2.2.3. Propiedades mecánicas de las capas estructurales.....	405
6.2.2.3.1. Carpeta asfáltica.....	405
6.2.2.3.2. Capas granulares.....	406
6.2.2.4. Clima.....	408
6.2.2.4.1. Temperatura.....	408
6.2.2.4.2. Humedad.....	409
6.2.2.4.3. Precipitación.....	409
6.2.2.4.4. Nubosidad.....	410
6.2.2.4.5. Viento.....	410
6.2.3. Metodología de diseño.....	410
6.2.3.1. Datos de entrada.....	411
6.2.3.2. Modelo de prueba.....	412
6.2.3.3. Análisis del modelo y determinación de fallas.....	412
6.2.3.4. Acumulación de daños.....	416
6.2.3.4.1. Repeticiones de carga admisibles por fatiga ($N_{f_{adm}}$).....	416
6.2.3.4.2. Repeticiones de carga admisibles por ahuellamiento ($N_{d_{adm}}$).....	417
6.2.4. Ejemplo de diseño.....	418
CAPÍTULO VII.....	432
7. DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTO RÍGIDO.....	432
7.1. Método AASHTO 93.....	432
7.1.1. Parámetros de diseño.....	433
7.1.1.1. Tránsito de diseño.....	433
7.1.1.2. Serviciabilidad.....	433
7.1.1.2.1. Coeficiente de drenaje (C_d).....	434
7.1.1.3. Nivel de confianza.....	435
7.1.1.4. Desviación estándar normal.....	436
7.1.1.5. Desviación estándar total.....	436
7.1.1.6. Resistencia a la flexión ($S'c$).....	437
7.1.1.7. Módulo de elasticidad del concreto (E_c).....	438
7.1.1.8. Coeficiente de transferencia de carga (J).....	439
7.1.1.9. Coeficiente de balasto de la capa de apoyo (K).....	439
7.1.2. Metodología.....	440
7.1.2.1. Obtención de datos.....	440
7.1.2.2. Determinación del espesor del pavimento rígido.....	443

7.1.3. Ejemplo de diseño estructural para pavimento rígido.	444
7.2. Método Portland Cement Association (PCA).	450
7.2.1. Parámetros de diseño.	451
7.2.1.1. Tránsito de diseño.	451
7.2.1.2. Resistencia del hormigón a la flexión (MR).	452
7.2.1.3. Coeficiente de balasto de la capa de apoyo (K).	452
7.2.1.4. Presencia de pasadores y bermas.	453
7.2.2. Metodología.	454
7.2.2.1. Obtención de datos.	454
7.2.2.2. Análisis por fatiga.	454
7.2.2.2.1. Numero de repeticiones admisibles por fatiga.	455
7.2.2.3. Análisis por erosión.	460
7.2.2.3.1. Numero de repeticiones admisibles por erosión.	461
7.2.2.3.2. Análisis de sensibilidad mediante el uso del software BS-PCA.	469
7.2.3. Ejemplo de Diseño.	475
7.3. Diseño de Juntas	493
7.3.1. Tipos de Juntas	494
7.3.1.1. Juntas de Contracción.	494
7.3.1.2. Juntas de Expansión.	495
7.3.1.3. Juntas de Construcción.	496
7.3.1.4. Juntas de Longitudinales.	496
7.3.2. Dimensionamiento de la losa de hormigón.	498
7.3.3. Acero en pavimento rígidos.	499
7.3.3.1. Acero de refuerzo.	499
7.3.3.2. Barras de anclaje.	500
7.3.3.2.1. Cantidad de acero requerido.	501
7.3.3.2.2. Separación entre barras de anclaje.	502
7.3.3.2.3. Longitud de barras de anclaje.	502
7.3.3.3. Pasadores.	502
7.3.3.3.1. Separación y diámetros de pasadores.	502
7.3.3.3.2. Longitud de pasadores.	506
7.3.3.4. Recomendaciones para barras de anclaje y pasadores.	506
7.3.3.5. Recomendaciones para pasadores y barras de anclaje.	507
7.3.3.6. Ejemplo de diseño de juntas.	507
CAPÍTULO VIII.	512
8. DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTO ARTICULADO	512
8.1. Método AASHTO 93.	512
8.1.1. Parámetros de diseño.	513
8.1.1.1. Periodo de diseño.	513
8.1.1.2. Tránsito de diseño.	513
8.1.1.3. Módulo resiliente.	514
8.1.1.4. Serviciabilidad.	514
8.1.1.5. Número estructural.	515
8.1.1.5.1. Coeficiente de drenaje (mi).	516
8.1.1.5.2. Coeficiente estructural.	516

8.1.1.6. Nivel de confianza.....	517
8.1.1.7. Desviación estándar normal.....	518
8.1.1.8. Desviación estándar total (So).	518
8.1.2. Metodología.....	519
8.1.2.1. Obtención de datos.	519
8.1.2.2. Determinación del número estructural de las capas.	519
8.1.2.3. Determinación del espesor de capa.	521
8.1.2.4. Recomendaciones del tipo de material granular a utilizar.....	522
8.1.3. Ejemplo de diseño estructural para pavimento Articulado.	523
8.2. Método Inglés.	533
8.2.1. Parámetros de diseño.	534
8.2.1.1. Tránsito de diseño.	534
8.2.1.2. Capacidad soporte del material (CBR).....	534
8.2.1.2.1. Bases.	534
8.2.1.2.2. Subrasante.	535
8.2.1.3. Capa de rodadura.....	535
8.2.2. Ejemplo de diseño estructural para pavimento Articulado.	536

ÍNDICE DE MAPAS

Mapa N° 1-1 Ubicación del puente de la casa de retiro Getsman.	11
Mapa N° 1-2. Plano topográfico de la zona de estudio.....	12
Mapa N° 1-3. Modelo morfo-estructural del Ecuador.	18
Mapa N° 1-4. Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z. ..	20
Mapa N° 1-5. Hoja geológica N°89 del proyecto Conversión en Autopista del Eje E-25 entre la “Y” de Tillales y Huaquillas	23

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 1-1. Especificación del material para Subbase granular MOP-001-F-2002, sección 403-1.....	25
Tabla N° 1-2. Especificación del material para Base granular MOP-001-F-2002, sección 404-1.	26
Tabla N° 1-3. Especificación del material base de Hormigón asfáltico mezclado en sitio MOP-001-F-2002, sección 404-1.	27
Tabla N° 1-4. . Especificación del material granular para Hormigón asfáltico mezclado en Planta MOP-001-F-2002, sección 404-5.	28
Tabla N° 1-5. Especificación del agregado para tratamientos bituminosos superficiales MOP-001-F-2002, sección 405-3.	29
Tabla N° 1-6. Especificación del material granular para mejoramiento con suelo seleccionado MOP-001-F-2002, sección 402-2.	29
Tabla N° 1-7. Velocidades sísmicas típicas de materiales.	35
Tabla N° 1-8. Valores típicos de resistividad para diferentes materiales	35
Tabla N° 1-9. Número mínimo de sondeos.....	37
Tabla N° 1-10. Hoja de registro de información de ensayo de carga de placa, AASHTO T222.	46
Tabla N° 1-11. Registro de información de ensayo de carga de placa, AASHTO T222.	48
Tabla N° 1-12. Formato de hoja de registro de datos de ensayo DCP.	55
Tabla N° 1-13. Datos de ensayo DCP.....	57
Tabla N° 1-14. Normativa ASTM para ensayos correspondientes.....	62
Tabla N° 1-15. Secuencias de carga para ensayo triaxial cíclicos.....	67
Tabla N° 1-16. Datos de ensayo de compactación, para obtener la densidad húmeda.	76
Tabla N° 1-17. Datos de ensayo de compactación, para obtener la humedad de las muestras.....	77
Tabla N° 1-18. Resultados obtenidos de ensayo de compactación.	78
Tabla N° 1-19. Datos Penetración Vs Esfuerzo, ensayo CBR.	82
Tabla N° 1-20. Resultados Esfuerzo – penetración, 1’’ y 2 ‘’.	83
Tabla N° 1-21. Resultados CBR vs Densidad seca máxima.	84
Tabla N° 1-22. Resultado CBR 1’’ y CBR 2’’.....	85
Tabla N° 1-23. Valor de CBR de diseño.....	88
Tabla N° 1-24. Valor de CBR de diseño, MTOP.	88
Tabla N° 1-25. Información CBR identificado en diferentes abscisas de un proyecto.	89
Tabla N° 1-26. Datos CBR ordenados descendientemente.	89
Tabla N° 1-27. Métodos de sondeo para taludes.	91
Tabla N° 1-28. Datos SPT tomados en Campo, Área verde Universidad Politécnica Salesiana Campus Sur.	97
Tabla N° 1-29. Correlaciones de N de SPT con ángulo de fricción efectivo.	99
Tabla N° 1-30. Correlaciones de N de SPT con ángulo de fricción, y cohesión	99
Tabla N° 1-31. Correlaciones de N de SPT con propiedades del suelo.....	100
Tabla N° 1-32. Relación de Número de golpes (N) con parámetros de resistencia para suelos granulares.....	101

Tabla N° 1-33. Relación de Número de golpes (N) con parámetros de resistencia para suelos cohesivos.....	101
Tabla N° 1-34. Resumen de propiedades físico – mecánicas de los taludes.....	105
Tabla N° 1-35. Tipos de perfiles de suelo para el diseño sísmico.....	106
Tabla N° 1-36. Factores de seguridad al deslizamiento.....	108
Tabla N° 1-37. Coeficientes de talud recomendables, según Tipo de suelo, para corte inferior a 5m.....	111
Tabla N° 2-1. Tabla nacional de pesos y dimensiones.	119
Tabla N° 2-2. Ejemplo de conteo vehicular por peaje	121
Tabla N° 2-3. Ejemplo de conteo vehicular automático	123
Tabla N° 2-4. Ejemplo de conteo vehicular manual.	128
Tabla N° 2-5. Porcentaje de los diferentes vehículos contabilizados por conteo manual.	129
Tabla N° 2-6. Ejemplo de conteo vehicular manual.	129
Tabla N° 2-7. Volumen de tráfico promedio horario determinado por conteo manual.	132
Tabla N° 2-8. Volumen de tráfico promedio diario determinado por conteo manual.	134
Tabla N° 2-9. Volumen de tráfico promedio semanal, determinado por conteo manual.	135
Tabla N° 2-10. Factor semanal para todos meses del año.....	140
Tabla N° 2-11. Factor mensual para todos los meses del año.....	141
Tabla N° 2-12.. Información de volumen vehicular registrada en la estación de peaje Machachi, 2015.	142
Tabla N° 2-13.. Factor mensual para todos los meses del año, información año 2015.	143
Tabla N° 2-14. Factor mensual para todos los meses del año, información año 2015.	150
Tabla N° 2-15. Vehículos Motorizados matriculados.	151
Tabla N° 2-16. Vehículos motorizados matriculados por clase.	152
Tabla N° 2-17. Porcentaje de variación vehicular según clase de vehículo, entre cada año.	152
Tabla N° 2-18. Tasa de crecimiento vehicular según clase de vehículo.....	153
Tabla N° 2-19. Tasa de crecimiento vehicular según clase de vehículo.....	153
Tabla N° 2-20. Expresiones para la estimación de los factores de equivalencia de carga utilizando el criterio de la ley de la cuarta potencia.	159
Tabla N° 2-21. Ejemplo de cálculo de ESAL's para pavimento rígido y flexible.	160
Tabla N° 2-22. Ejemplo de cálculo de ESAL's mediante el método de la ley de la cuarta potencia (AASHTO simplificado).	162
Tabla N° 2-23. Volumen de tráfico Clasificado, por sentido de circulación Sur-Norte.	164
Tabla N° 2-24. Volumen de tráfico Clasificado, por sentido de circulación Norte-Sur.	164
Tabla N° 2-25. Valores del Factor carril.	166
Tabla N° 2-26. Volumen de tráfico registrado estación de Peaje Machachi, año 2005.	166
Tabla N° 2-27. Volumen de tráfico registrado estación de Peaje Machachi, Periodo 2005-2015.....	167
Tabla N° 2-28. Tráfico Promedio Diario Anual, Machachi.	168
Tabla N° 2-29. Factor de daño por Vehículo comercial.	169

Tabla N° 2-30. Ejes equivalentes/día, Periodo 2005-2015.	170
Tabla N° 2-31. ESAL's/día Proyectados por función exponencial crecimiento.	172
Tabla N° 2-32. Tasa de crecimiento vehicular.	173
Tabla N° 2-33. Tasa de crecimiento vehicular por serie histórica.....	174
Tabla N° 2-34. ESAL's Proyectados por tasa de crecimiento.	176
Tabla N° 2-35. ESAL's niveles de confiabilidad	178
Tabla N° 2-36. Calculo del error estándar (σ).	179
Tabla N° 2-37. Calculo del error pronóstico para cada año (σ).	180
Tabla N° 2-38. Error pronostico con intervalo de confianza par cada año proyectado.	181
Tabla N° 2-39. Número de vehículos proyectados y acumulados.....	184
Tabla N° 2-40. Cálculo del espectro de carga.	185
Tabla N° 3-1. Relación entre LL, LP y grado de expansión.	190
Tabla N° 3-2. Clasificación de la expansión potencial de los suelos utilizando la IE... ..	194
Tabla N° 3-3. Clasificación de suelos expansivos por el método	199
Tabla N° 3-4. Contenido de cemento en peso a agregar según el tipo de suelo.....	215
Tabla N° 3-5. Porcentaje de pérdida máxima en muestra de suelo-cemento compactada.	217
Tabla N° 3-6. Contenido de cemento medio requerido para suelos arenosos no orgánicos.	224
Tabla N° 3-7. Contenido de cemento medio requerido para suelos limosos y arcillosos.	224
Tabla N° 3-8. Tabla resumen de resultados ensayo de Durabilidad (ASTM D-559)....	228
Tabla N° 3-9. Porcentaje agua retenida según tipo de Suelo.	228
Tabla N° 3-10. Resumen de Resultados ensayo a la compresión no confinada.....	231
Tabla N° 3-11. Grado de adecuación de diferentes máquinas de compactación, según el tipo de suelo clasificación SUCS.....	237
Tabla N° 3-12. Grado de adecuación de diferentes máquinas de compactación, según el tipo de suelo clasificación AASHTO.....	237
Tabla N° 3-13. Velocidad de equipo según el equipo utilizado.	240
Tabla N° 4-1. Normativa ASTM para ensayos correspondientes.	258
Tabla N° 4-2. Especificación del material para Sub-base granular MOP-001-F-2002, sección 403-1	259
Tabla N° 4-3. Porcentaje de material triturado para las diferentes clases de Bases	260
Tabla N° 4-4. Especificación del material para Base granular MOP-001-F-2002, sección 404-1	260
Tabla N° 4-5. Especificación. del material base de Hormigón asfáltico mezclado en sitio MOP-001-F-2002, sección 404-1.	261
Tabla N° 4-6. Especificación del material granular para Hormigón asfáltico mezclado en Planta MOP-001-F-2002, sección 404-5.....	262
Tabla N° 4-7. Especificación del agregado para tratamientos bituminosos superficiales MOP-001-F-2002, sección 405-3.	262
Tabla N° 4-8. Tabla resumen de especificaciones para Sub-bases.....	263
Tabla N° 4-9. Tabla resumen de especificaciones para Bases	263
Tabla N° 4-10. Tabla resumen de especificaciones Granulométricas para Bases	264

Tabla N° 4-11. Tabla resumen de especificaciones para carpeta asfáltica	265
Tabla N° 4-12. Tabla resumen de especificaciones Granulométricas para carpeta asfáltica.	265
Tabla N° 4-13. Valores límites de granulometría del agregado grueso.	266
Tabla N° 4-14. Valores permisibles (%) para el agregado grueso.	267
Tabla N° 5-1. Tipo de tráfico en función de la IMDP	281
Tabla N° 5-2. Especificaciones de VAM para mezclas asfálticas.....	281
Tabla N° 5-3. Especificaciones para mezclas asfálticas	283
Tabla N° 5-4. Número de golpes según el tipo de tráfico.	292
Tabla N° 5-5. Tamaño mínimo de la muestra	296
Tabla N° 5-6. Factor de Corrección de estabilidad, para diferentes diámetros.....	303
Tabla N° 5-7. Granulometría de materiales utilizados.....	307
Tabla N° 5-8. Porcentaje de cada material granular utilizado en la mezcla.	307
Tabla N° 5-9. Granulometría de; Materiales, mezcla, especificación, tolerancia.	308
Tabla N° 5-10. Porcentaje retenido acumulado de la mezcla, para diferentes tamices.	309
Tabla N° 5-11. Porcentaje de cada material para muestra total.	311
Tabla N° 5-12. Porcentajes de asfalto respecto al peso utilizados.	311
Tabla N° 5-13. Porcentajes de asfalto utilizados.....	311
Tabla N° 5-14. Densidad Bulk.	313
Tabla N° 5-15. Gravedad Específica del material granular.	314
Tabla N° 5-16. Gravedad Específica teórica máxima (Gmm).	315
Tabla N° 5-17. Análisis de Vacíos para mezcla asfáltica compactada.	316
Tabla N° 5-18. Estabilidad para diferentes porcentajes de Asfalto.	318
Tabla N° 5-19. Flujo para diferentes porcentajes de Asfalto.	319
Tabla N° 5-20. Resumen de las propiedades de la mezcla para diferentes contenidos de asfalto.	320
Tabla N° 5-21. Resultados para 6.3 % Asfalto.....	323
Tabla N° 5-22. Recomendación de asentamiento para diferentes tipos de construcciones.	329
Tabla N° 5-23. Cantidad de agua en función del asentamiento y tamaño máximo nominal del agregado.....	330
Tabla N° 5-24. Cantidad aire para varios grados de exposición.	331
Tabla N° 5-25. Factor de Modificación de σ_n	333
Tabla N° 5-26. Relación Agua-Cemento en función a la resistencia a la compresión.	334
Tabla N° 5-27. Valores límites de granulometría del agregado grueso.	336
Tabla N° 5-28. Valores límites de granulometría del agregado fino.	336
Tabla N° 5-29. Volumen de agregado grueso por volumen de concreto (b/bo).....	340
Tabla N° 5-30. Granulometría Ideal, para diferentes tamaños máximos de agregado según Fuller y Thomson.....	344
Tabla N° 5-31. Granulometría para diferentes tamaños máximos de agregado según Fuller y Thomson.....	346
Tabla N° 5-32. Propiedades físicas de materiales utilizados.	355
Tabla N° 5-33. Granulometrías de los materiales utilizados.....	355
Tabla N° 5-34. Comparación granulometrías de los materiales con granulometría de ASTM C-33.....	358

Tabla N° 5-35. Porcentaje de material en la mezcla.	359
Tabla N° 5-36. Granulometría de Mezcla, Especificación Fuller-Thomson.....	360
Tabla N° 5-37. Dosificación de materiales en estado seco.	363
Tabla N° 5-38. Dosificación real de material.	364
Tabla N° 5-39. Dosificación al peso de material para 1 qq de cemento.	365
Tabla N° 5-40. Dosificación al volumen de material para 1 qq de cemento.	366
Tabla N° 6-1. Periodo de diseño en años, según el tipo de Carretera.	370
Tabla N° 6-2. Valores recomendados del coeficiente de drenaje (mi), para capas de base y subbase no tratadas.	372
Tabla N° 6-3. Ecuaciones de coeficiente estructural para diferentes capas estructurales de vía.....	373
Tabla N° 6-4. Nivel de confiabilidad sugeridos para diferentes carreteras.....	376
Tabla N° 6-5. Valores de Desviación estándar normal recomendados por la Guía AASHTO 93.....	377
Tabla N° 6-6. Valores de Desviación estándar total recomendados por la Guía AASHTO 93	377
Tabla N° 6-7. Valores de espesores mínimos recomendados por la Guía AASHTO 93	382
Tabla N° 6-8. Valores Número estructural y espesor de cálculo.	392
Tabla N° 6-9. Espesores Calculado, Mínimo y ajustado de las capas estructurales de la vía.....	394
Tabla N° 6-10. Especificaciones capas estructurales de la vía.....	396
Tabla N° 6-11. Especificaciones de distancia entre ejes consecutivos de eje tandem o Tridem.	401
Tabla N° 6-12. Especificaciones de distancia entre eje delantero y posterior.	401
Tabla N° 6-13. Especificaciones de distancia entre eje delantero y posterior.	404
Tabla N° 6-14. Especificaciones capas estructurales de la vía.....	405
Tabla N° 6-15. Especificaciones capas estructurales de la vía.....	406
Tabla N° 6-16. Valores recomendados de Mr.....	407
Tabla N° 6-17. Valores recomendados de Coeficiente de Poisson.	408
Tabla N° 6-18. Espectro de Carga.	422
Tabla N° 6-19. Especificación del tráfico.	423
Tabla N° 6-20. Espesores de capa de modelo de prueba.	423
Tabla N° 6-21. Modelo estructural obtenido por AASHTO 93.	423
Tabla N° 6-22. Deformaciones Unitarias software WESLEA.	426
Tabla N° 6-23. Respuestas de consumo por fatiga y ahuellamiento, Modelo de prueba.	428
Tabla N° 7-1. Valores recomendados del coeficiente de drenaje (mi), para capas de base y subbase no tratadas.	435
Tabla N° 7-2. Nivel de confiabilidad sugeridos para diferentes carreteras.....	435
Tabla N° 7-3. Valores de Desviación estándar normal recomendados por la Guía AASHTO 93.....	436
Tabla N° 7-4. Valores de Desviación estándar total recomendados por la Guía AASHTO 93	436

Tabla N° 7-5. Valores de Desviación estándar total recomendados por la Guía AASHTO 93	438
Tabla N° 7-6. Valores del coeficiente de transferencia de carga (J).....	439
Tabla N° 7-7. Efecto de la subbase sobre los valores de K.....	441
Tabla N° 7-8. Efecto de la subbase tratada con cemento sobre los valores de K.	441
Tabla N° 7-9. Rangos típicos de (LS) para diferentes tipos de materiales.	442
Tabla N° 7-10. Esfuerzo equivalente – Con berma de concreto. (Simple, Tándem, Trídem).....	457
Tabla N° 7-11. Esfuerzo equivalente – Sin berma de concreto. (Simple, Tándem, Trídem).	458
Tabla N° 7-12. Factor de erosión – Con pasador-Con Berma de concreto. (Simple, Tándem, Trídem).	463
Tabla N° 7-13. Factor de erosión – Sin pasador-Sin Berma de concreto. (Simple, Tándem, Trídem).....	464
Tabla N° 7-14. Factor de erosión – Con pasador-Sin Berma de concreto. (Simple, Tándem, Trídem).....	465
Tabla N° 7-15. Factor de erosión – Sin pasador- Con Berma de concreto. (Simple, Tándem, Trídem).	466
Tabla N° 7-16. Espectro de carga Carretera E-35, sector Machachi.	476
Tabla N° 7-17. Repeticiones admisibles por fatiga por configuraciones de eje.....	483
Tabla N° 7-18. Repeticiones admisibles por erosión por configuraciones de eje.	487
Tabla N° 7-19. Análisis por fatiga y erosión de Pavimento rígido $f'c$ 280 Kg/cm ² , D=220mm.....	489
Tabla N° 7-20. Valores recomendados del factor de fricción.	500
Tabla N° 7-21. Valores recomendados de barras de anclaje.	506
Tabla N° 7-22. Valores recomendados de pasadores.	507
Tabla N° 8-1. Valores recomendados del coeficiente de drenaje (mi), para capas de base y subbase no tratadas.	516
Tabla N° 8-2. Ecuaciones de coeficiente estructural para diferentes capas estructurales de vía.....	517
Tabla N° 8-3. Nivel de confiabilidad sugeridos para diferentes carreteras.....	517
Tabla N° 8-4. Valores de Desviación estándar normal recomendados por la Guía AASHTO 93.....	518
Tabla N° 8-5. Valores de Desviación estándar total recomendados por la Guía AASHTO 93	518
Tabla N° 8-6. Valores de espesores mínimos recomendados por la Guía AASHTO 93	521
Tabla N° 8-7. Valores Número estructural y espesor de cálculo.	529
Tabla N° 8-8. Espesores Calculado, Mínimo y ajustado de las capas estructurales de la vía.....	531
Tabla N° 8-9. Especificaciones capas estructurales de la vía.....	533
Tabla N° 8-10. Espesores de bases recomendado en función del tránsito y tipo de base	535
Tabla N° 8-11. Espesores de bases recomendado en función del tránsito y tipo de base	535

Tabla N° 8-12. Especificaciones capas estructurales de la vía.....	538
--	-----

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración N° 1-1. Perfil de diseño vertical.	39
Ilustración N° 1-2. Adecuada instalación de gato en vehículo para CBR IN SITU.	41
Ilustración N° 1-3. Prolongación de tangente en curva CBR cuando se presenta curva convexa.	43
Ilustración N° 1-4. Gráfica de asentamiento vs carga, ensayo AASHTO T222.	50
Ilustración N° 1-5. Corrección de $k'u$ por flexión de la placa AASHTO T222-81,2004	51
Ilustración N° 1-6. Ábaco de correlaciones entre parámetros CBR y Balasto (K).	52
Ilustración N° 1-7. Figura de correlaciones entre parámetros CBR y Balasto (K)	53
Ilustración N° 1-8. Gráfica de Número de golpes DCP vs Penetración.	60
Ilustración N° 1-9. Deformaciones en un material por cargas cíclicas.	64
Ilustración N° 1-10. Gráfica deformación producida vs tiempo en ensayo Triaxial cíclico.	68
Ilustración N° 1-11. Extracto gráfica deformación producida vs tiempo en ensayo Triaxial cíclico.	68
Ilustración N° 1-12. Gráfica de esfuerzos principales vs módulo de resiliencia.	69
Ilustración N° 1-13. Patrón de impactos para la compactación en molde de 101.6 mm, método A, y método B, respectivamente.	74
Ilustración N° 1-14. Patrón de impactos para la compactación en el molde de 152.4 mm, para el método C.	74
Ilustración N° 1-15. Curva de compactación, % de humedad vs densidad seca.	79
Ilustración N° 1-16. Gráfica Esfuerzo – Deformación para 56, 25, y 10 golpes.	83
Ilustración N° 1-17. Gráfica CBR – Densidad seca máxima.	85
Ilustración N° 1-18. Gráfica Esfuerzo – Deformación, para 56, 25, 12 Golpes, Curva con concavidad hacia arriba.	86
Ilustración N° 1-19. Gráfica Esfuerzo – Deformación, para 56, 25, 12 Golpes, Corrección.	87
Ilustración N° 1-20. Curva CBR vs % de asignación.	90
Ilustración N° 2-1. Esquema de contador automático sobre superficie.	122
Ilustración N° 2-2. Gráfica tendencia exponencial de la serie histórica	179
Ilustración N° 2-3. Espectro de carga	185
Ilustración N° 3-1. Expansómetro de Lambel	191
Ilustración N° 3-2. Consolidómetro	195
Ilustración N° 3-3. Esquema de colocación de muestra dentro del anillo del consolidómetro.	196
Ilustración N° 3-4. Hinchamiento Primario y Secundario	196
Ilustración N° 3-5. Floculación de las arcillas usando cal.	209
Ilustración N° 3-6. Representación de porcentaje de cal en una franja de un metro de ancho.	212
Ilustración N° 3-7. Curva de Compactación, añadido 7 % de cemento.	223
Ilustración N° 3-8. Porcentaje de pérdida en ensayo de Durabilidad, para diferentes % de Cemento agregado.	229
Ilustración N° 3-9. Resistencia a la compresión simple, para diferentes % de Cemento agregado.	231

Ilustración N° 3-10. Resistencia a la compresión simple, para diferentes % de Cemento agregado.	232
Ilustración N° 3-11. Abaco para determinar Porcentaje de cemento en Volumen, en base al % de cemento en masa.	234
Ilustración N° 3-12. Curva de incremento de Densidad seca vs N° de pasadas.	239
Ilustración N° 3-13. (INV-E, 2013). Rendimiento del suelo compactado por hora en función de la velocidad para diferente número de pasadas, para ancho de rodillo de 1.2m, y espesor de capa de 15 cm.	242
Ilustración N° 4-1. Estructura del pavimento.....	244
Ilustración N° 4-2. Distribución de esfuerzos en Bases granulares y BAEC.....	247
Ilustración N° 4-3. Distribución de esfuerzos en pavimentos rígidos y flexibles	254
Ilustración N° 4-4. Perforación preliminar para ingreso de la varilla.....	268
Ilustración N° 4-5. Densímetro nuclear. Sitio de ensayo.	269
Ilustración N° 4-6. Tendido e hidratación de Sub-base.	270
Ilustración N° 4-7. Compactación de Sub-base.....	271
Ilustración N° 4-8. Colocación manual de Cemento sobre capa de base conformada.	273
Ilustración N° 5-1. Curva granulométrica de la mezcla, especificación y tolerancia.	288
Ilustración N° 5-2. Contenido de asfalto para cada espécimen.	290
Ilustración N° 5-3. Diagrama esquemático de componentes de una mezcla asfáltica compactada.	300
Ilustración N° 5-4. % de Asfalto vs % de Vacíos.....	305
Ilustración N° 5-5. % de Asfalto vs Gravedad específica Bulk	305
Ilustración N° 5-6. % de Asfalto vs % de Volumen efectivo de Asfalto	306
Ilustración N° 5-7. % de Asfalto vs % de Vacíos del Agregado mineral	306
Ilustración N° 5-8. % de Asfalto vs Flujo	306
Ilustración N° 5-9. % de Asfalto vs Estabilidad.....	306
Ilustración N° 5-10. Curva granulométrica de la mezcla, especificación y tolerancia.	309
Ilustración N° 5-11. % Porcentaje de asfalto vs Porcentaje de vacíos de la mezcla.	320
Ilustración N° 5-12. % Porcentaje de asfalto vs Gravedad específica Bulk.	321
Ilustración N° 5-13. % Porcentaje de asfalto vs Porcentaje de vacíos del agregado mineral.	321
Ilustración N° 5-14. % Porcentaje de asfalto vs Porcentaje de vacíos rellenos de betún	322
Ilustración N° 5-15. % Porcentaje de asfalto vs Estabilidad Marshall.	322
Ilustración N° 5-16. % Porcentaje de asfalto vs Flujo Marshall.	323
Ilustración N° 5-17. Granulometría Materiales, Mezcla y especificación.	360
Ilustración N° 6-1. Numero estructural de cada una de las capas.	379
Ilustración N° 6-2. Nomograma recomendado por la AASHTO para determinación del número estructural	380
Ilustración N° 6-3. Espesor de capa (D) correspondiente a cada número estructural.	381
Ilustración N° 6-4. Ancho promedio del eje.	400
Ilustración N° 6-5. Ancho promedio del eje.	400
Ilustración N° 6-6. Localización de puntos críticos eje simple rueda doble.	402
Ilustración N° 6-7. Localización de puntos críticos eje tandem.	403
Ilustración N° 6-8. Localización de puntos críticos eje tridem.	403

Ilustración N° 6-9. Diagrama de flujo para el diseño estructural aplicando MEPDG...	411
Ilustración N° 6-10. Ingreso de datos de la estructura de pavimentos en software WESLEA.....	413
Ilustración N° 6-11. Ingreso de datos de tránsito en software WESLEA	414
Ilustración N° 6-12. Ingreso de datos de puntos críticos WESLEA.....	415
Ilustración N° 6-13. Resultado de deformaciones unitarias, WESLEA	415
Ilustración N° 6-14. Ingreso de datos de materiales software WESLEA	424
Ilustración N° 6-15. Ingreso de datos de tráfico Eje SRS en software WESLEA.....	425
Ilustración N° 6-16. Ingreso de datos puntos críticos software WESLEA	425
Ilustración N° 6-17. Visualización de deformaciones unitarias software WESLEA	426
Ilustración N° 7-1. Corrección del módulo $K_{\text{subrasante-subbase}}$ debido a erosión de la subbase.	443
Ilustración N° 7-2. Transferencia de carga con y sin pasadores.....	454
Ilustración N° 7-3. Análisis de fatiga, repeticiones admisibles para pavimentos con y sin berma.....	459
Ilustración N° 7-4. Fenómeno de bombeo y escalonamiento.....	460
Ilustración N° 7-5. Junta con pasador/con trabazón del agregado.	462
Ilustración N° 7-6. Análisis por erosión, repeticiones admisibles para pavimentos sin berma.....	467
Ilustración N° 7-7. Análisis por erosión, repeticiones admisibles para pavimentos con berma.....	468
Ilustración N° 7-8. Ventana para ingreso de parámetros de análisis, software BS-PCA.	469
Ilustración N° 7-9. Ventana de ingreso de datos de tráfico, software BS-PCA.	471
Ilustración N° 7-10. Resultados de % de consumo, software BS-PCA.	472
Ilustración N° 7-11. Ventana de ingreso de parámetros para análisis de sensibilidad, software BS-PCA.....	473
Ilustración N° 7-12. Gráfica de % de consumo por fatiga y erosión para diferentes espesores de losa (mm).	474
Ilustración N° 7-13. Análisis de fatiga, repeticiones admisibles para pavimentos con y sin berma, Ejemplo para eje simple.	482
Ilustración N° 7-14. Análisis de fatiga, repeticiones admisibles para pavimentos con y sin berma, Ejemplo para eje simple.	486
Ilustración N° 7-15. Ingreso de parámetros de diseño Software BS-PCA.....	490
Ilustración N° 7-16. Ingreso de tránsito de diseño en software BS-PCA.	490
Ilustración N° 7-17. Resultados de análisis por Software BS-PCA.	491
Ilustración N° 7-18. Ingreso de parámetros de análisis para sensibilidad, BS-PCA.	492
Ilustración N° 7-19. Parámetros de diseño, % de consumo para diferentes espesores. BS-PCA.....	492
Ilustración N° 7-20. % de Fatiga y de Erosión vs Espesor de la losa.	493
Ilustración N° 7-21. Juntas de contracción con ranura inducida.	494
Ilustración N° 7-22. Juntas de contracción de listón pre-moldeado.	494
Ilustración N° 7-23. Juntas de expansión.....	495
Ilustración N° 7-24. Juntas de construcción para emergencia.....	496

Ilustración N° 7-25. Junta longitudinal con ranura inducida.	497
Ilustración N° 7-26. Junta longitudinal con listón pre moldeado.	497
Ilustración N° 7-27. Junta longitudinal con plato deformable en junta.	497
Ilustración N° 7-28. Junta longitudinal de ranura simulada.	498
Ilustración N° 7-29. Acero de refuerzo para pavimentos rígidos.	499
Ilustración N° 7-30. Sentido de ubicación de las barras de anclaje en pavimento rígido.	501
Ilustración N° 7-31. Sentido de ubicación de los pasadores en pavimento rígido.	503
Ilustración N° 8-1. Numero estructural de cada una de las capas.	520

RESUMEN

El trabajo de titulación “Elaboración de una Guía práctica para el diseño estructural de carreteras” se fundamenta en proponer soluciones prácticas para la recopilación y generación de la información base, con la finalidad de poder procesarla y obtener parámetros de diseño que puedan ser ingresados en los algoritmos correspondientes a las diferentes metodologías de diseño de pavimentos, ya sean estos flexibles, rígidos o articulado. Además, se propone posibles soluciones para la identificación y control de suelos problemáticos sobre los cuales se asentará la estructura del pavimento, evitando así posibles daños en esta.

A su vez se presenta metodología para determinar la proporción de materiales a emplearse en la mezcla de una capa de rodadura, tanto de concreto asfáltico, como de concreto de cemento Portland, considerando que los materiales a emplearse deben cumplir especificaciones en sus propiedades físicas y mecánicas, las cuales han sido recopiladas de normativa en este trabajo. Finalmente, se ha detallado el procedimiento para el diseño estructural de carreteras propuesto en las diferentes metodologías de diseño existentes, considerando los correspondientes parámetros de entrada en cada método, para así presentar como resultado final las dimensiones de cada capa estructural de la vía. Siendo las metodologías desarrolladas AASHTO 93 y AASHTO 2008 para pavimento flexible, AASHTO 93 y PCA 84 para pavimento rígido, y AASHTO 93 y Método Inglés para pavimento articulado.

Palabras clave: Pavimentos, carreteras, diseño, tránsito, mejoramiento, mezcla.

ABSTRACT

The present project "Elaboration of a Practical Guide for the structural design of roads" is based on proposing practical solutions for the collection and generation of base information, with the purpose of being able to process it and obtain design parameters that can be entered in the corresponding algorithms to the different pavement design methodologies, for flexible, rigid or articulated. In addition, it proposes possible solutions for the identification and control of problematic soils on which the structure of the pavement will be supported, avoiding possible damage to it.

At the same time, it is presented a methodology to determine the proportion of materials to be used in the mixture of a raceway, both asphalt concrete and Portland cement concrete, considering that the materials to be used must meet specifications in their physical and mechanical properties, which have been compiled from regulations in this project.

Finally, the procedure for the structural design of roads proposed in the different existing design methodologies has been detailed, considering the corresponding input parameters in each method, in order to present as a final result, the dimensions of each structural layer of the road. The methodologies developed are AASHTO 93 and AASHTO 2008 for flexible pavement, AASHTO 93 and PCA 84 for rigid pavement, and AASHTO 93 and English Method for articulated pavement.

Keywords: Pavements, highway, design, transit, improvement, mixing.

JUSTIFICACIÓN

En el Ecuador se carece de normativas para el diseño de estructuras de pavimento por lo que se adoptan las normativas internacionales como AASHTO 93, AASHTO 2008, PCA84, y se adapta el Manual de Construcción de Pavimentos Rígidos y las Especificaciones Generales Para la Construcción de Caminos y Puentes (MOP-001-F-2002), en los cuales se detallan; especificaciones técnicas que deben cumplir tanto los materiales que serán utilizados para el diseño de las mezclas, así como material de préstamo, rubros y formas de pago, etc. Pero en nuestro medio no se ha desarrollado una guía para el diseño estructural de carreteras, que aborde temas como estudios requeridos, procedimientos para tratar suelos expansivos, diseño de mezcla de concreto asfáltico y de cemento Portland, así como metodologías de diseño estructural del pavimento con la adecuada interpretación y aplicación tanto de las normativas vigentes del Ecuador, como normativas internacionales.

Por lo cual mediante este proyecto se busca proporcionar un recurso claro, preciso y conciso para la realización del diseño estructural de carreteras que sea de utilidad tanto para estudiantes como para profesionales relacionados con esta rama de especialización de la ingeniería civil.

OBJETIVOS.

Objetivo general.

Elaborar una guía práctica para el diseño estructural de carreteras, para diferentes tipos de pavimentos (flexible, rígido y articulado), empleando las metodologías de diseño más difundidas en nuestro medio.

Objetivos específicos.

- Realizar la descripción del proceso de obtención las propiedades físicas y mecánicas del sitio de implantación de la vía, necesarios para el diseño estructural de esta.
- Describir el proceso de obtención de tránsito para transformarlos a ejes equivalentes o espectro de carga.
- Identificar, cuantificar y brindar soluciones para la estabilización de suelos potencialmente expansivos, mediante procesos físicos, químicos o mecánicos, según sea necesario.
- Recopilar toda la información de las propiedades físicas y mecánicas de los materiales que servirán tanto como capas estructurales de pavimento, así como aquellos materiales que serán empleados para la fabricación de concreto asfáltico como de cemento Portland.
- Detallar el proceso para el diseño mezclas para capas de rodadura de concreto asfáltico, como de concreto de cemento Portland.

- Describir el procedimiento para la obtención de parámetros de diseño que requiere cada uno de los métodos analizados, así como el proceso de cálculo de los algoritmos propuestos por las diferentes metodologías.

Capítulo I

ESTUDIOS GEOLÓGICOS GEOTÉCNICOS

1.1. Definiciones generales

Geología regional. – Es la geología que se encarga de la configuración geológica de determinada zona de interés.

MTOP. - Ministerio de Transporte y Obras Públicas.

AASHTO. - American Association of State Highway and Transportation Officials

Base. - Son las capas de base compuestas por agregados triturados total o parcialmente o cribados, estabilizados con agregado fino procedente de la trituración, o suelos finos seleccionados, o ambos.

Sub-base. - Esta puede obtenerse por trituración, cribado o provengan de depósitos naturales de arena o grava, o sean una mezcla de los dos materiales”.

INEGEMM. - Instituto Nacional de Investigación Geológico Minero Metalúrgico.

NEC. - Norma Ecuatoriana de la Construcción.

ARCOM. - Agencia de Regulación y Control Minero.

SNI. - Sistema Nacional de Información.

Falla activa. – Son aquellas que han tenido movimiento una o más veces en los últimos 10.000 años.

Falla pasiva. – Son aquellas que no han tenido movimiento una o más veces en los últimos 10.000 años.

I.G.M. – Instituto Geográfico Militar

Energía nominal de compactación. – Energía máxima que proporciona el martillo de compactación con un determinado peso y altura de caída normados.

1.2. Estudio Geológico

1.2.1. Estudio geológico preliminar.

Los estudios geológicos preliminares realizan la caracterización del macizo rocoso abarcando una extensión considerable de la zona de estudio (geología regional), estos estudios corresponden a todos aquellos trabajos de gabinete realizados mediante una recopilación, validación, análisis y proceso de información como; hojas geológicas a escala 1:100.000 o 1:50.000, estudios geológicos realizados en lugares aledaños a la zona de estudio y diferente bibliografía, obteniendo así como resultado final una descripción geológica del área de estudio que permita proporcionar datos para en la selección de rutas, por esta razón, es necesario contar con las rutas propuestas, considerando que estas deberán tener su correspondiente diseño geométrico preliminar (escala hasta 1:25.000), así como una sección transversal de la estructura de la vía, de esta manera también se obtendrá volúmenes referenciales tanto de movimientos de tierra como de otros materiales (bases, subbases, materiales de préstamo).

1.2.1.1. Información mínima a presentar en un estudio geológico preliminar.

De acuerdo a las diferentes fuentes bibliográficas correspondientes a estudios geológicos preliminares, dichos estudios deberán tener la siguiente estructura:

1.2.1.1.1. Introducción y objetivos.

Este capítulo consta de una breve síntesis de la información que incluirá el estudio geológico preliminar, así como los objetivos de la realización de este del sitio de interés.

1.2.1.1.2. Geología.

Dentro de geología se deberá realizar el desarrollo de cada uno de los siguientes subcapítulos.

- **Encuadre geológico general.** En este punto se realiza una descripción general de la geología a nivel regional (escala 1:1'000.000), este tiene como objetivo determinar a cuál/es de las cinco regiones morfo-estructurales (región de la costa, la cordillera occidental, el callejón interandino, la cordillera real, oriente) pertenece el proyecto, proporcionando información sobre las formaciones geológicas que predominan en la zona.
- **Estratigrafía.** Se realiza la descripción de cada una de las unidades litológicas presentes en la zona de interés del proyecto, esta descripción se la realiza con ayuda de las hojas geológicas (escala 1:50.000 hasta 1:100.000) disponibles en el INEGEMM.
- **Tectónica.** Se contempla aquellas estructuras geológicas producidas por la deformación de la corteza terrestre (Placa de Nazca, Placa de Sur América, Placa de Cocos, sistema de fallas geológicas circundantes), así como las fuerzas que originan (subducción).
- **Geomorfología.** En este subcapítulo se deberá detallar las formas del relieve que se aprecia en el área de estudio, las pendientes del lugar, procesos dinámicos (deslizamientos, erosión) y materiales que lo conforman.
- **Hidrogeología.** Se deberá realizar la descripción de la unidad o unidades hidrogeológicas (aguas subterráneas) que estén ubicados en la zona de interés. Las

unidades hidrogeológicas son los acuíferos, los cuales se diferencian entre si debido a las propiedades mecánicas de la roca que sirve de reservorio para estos, por esta razón se deberá detallar cada uno de los diferentes acuíferos, distinguiendo de ellos la permeabilidad de la roca reservorio, extensión, profundidad a la que este se localiza y límites

- **Sismicidad.** El Ecuador se encuentra en una zona de muy alta peligrosidad sísmica denominada “Cinturón Circumpacífico” es indispensable realizar la evaluación del peligro sísmico en Ecuador, así también considerará las aceleraciones máximas que se encuentran tabuladas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), en los mapas para el diseño sísmico de estructuras.
- **Riesgo geológico.** Este subcapítulo se lo puede realizar con la ayuda de mapas existentes, en los cuales se deberá ubicar la zona de estudio y determinar en cada uno de los riesgos geológicos, el grado de susceptibilidad sísmica, algún grado de amenaza de tsunami, así como identificar la existencia de amenazas volcánicas, zonas potencialmente inundables, zonas que presenten deslizamientos antiguos, entre otros riesgos geológicos.

1.2.1.1.3. Procedencia de los materiales.

Dentro de este capítulo se deberá realizar el desarrollo de cada uno de los siguientes subcapítulos.

- **Condiciones exigibles de los materiales.** Se deberá hacer referencia a todas y cada una de las normativas vigentes en el Ecuador referida a la construcción de caminos

y carreteras de los materiales a utilizar como las especificaciones MOP-001-F -2002 y AASHTO u otras similares vigentes.

- **Necesidades de materiales.** En este caso se deberá realizar un cubicaje de los diferentes materiales que serán requeridos para la construcción tales como material de préstamo, Bases, Sub-bases y cualquier tipo de material granular necesario, pudiendo ser estimados dichos cubicajes mediante la sección transversal del diseño geométrico preliminar (escala 1:25.000).
- **Materiales procedentes de movimientos de tierra.** Para esto se determinará el volumen total de aquel material que sebera ser desalojado ya sea por exceso o por cambio de material debido a sus malas propiedades mecánicas, este cubicaje se lo realizará en función al ensamble de las secciones trasversales de las diferentes rutas planteadas.
- **Estudio de material de préstamo.** En el caso de ser necesario por diversas circunstancias (rellenos, terraplenes, etc.) se deberá plantear lugares de préstamo. Obteniendo volúmenes de corte y relleno (diagrama de masas) de las diferentes rutas posibles, para con esto plantearse lugares de préstamo los cuales deberán ser seleccionados de manera preliminar dependiendo del tipo de material del que está constituido la formación litológica correspondiente al área de préstamo seleccionada, evitando realizarlo en zonas protegidas
- **Estudio de minas y canteras.** En el caso de estudios de minas se deberá realizar un inventario de las minas adyacentes tomando en cuenta la ubicación, el tipo de material que provee esa mina, y los usos útiles de estos materiales. Estos datos los podemos obtener

del mapa de catastro minero elaborado por la ARCOM, o en el mapa on-line del portal web de la misma.

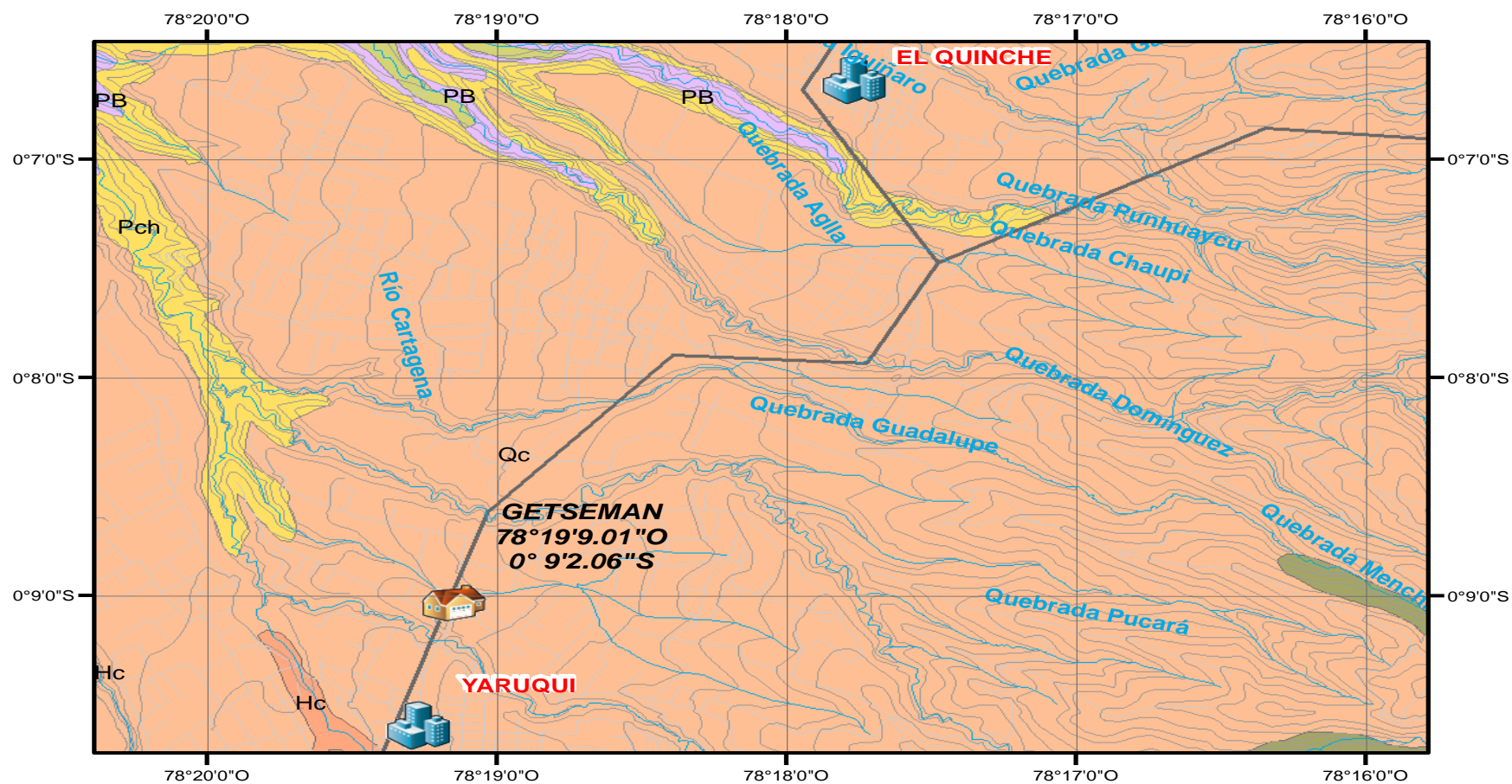
1.2.1.2. Sistema de coordenadas de los mapas geológicos.

Los mapas geológicos disponibles fueron referenciados en el sistema de coordenadas geográficas o geodésicas, lo cual puede en ocasiones ser un problema ya que generalmente los planos topográficos, planos de diseños viales entre otros son presentados en sistema de coordenadas UTM es por esta razón que se presentara un breve ejemplo de conversión de sistema de coordenadas geográfico a un sistema UTM.

Ya que el nuestro objetivo es la transformación de coordenadas, mas no de datum debemos dejar en claro que esto conlleva a que las coordenadas UTM transformadas estarán referidos al mismo elipsoide (mismo datum).

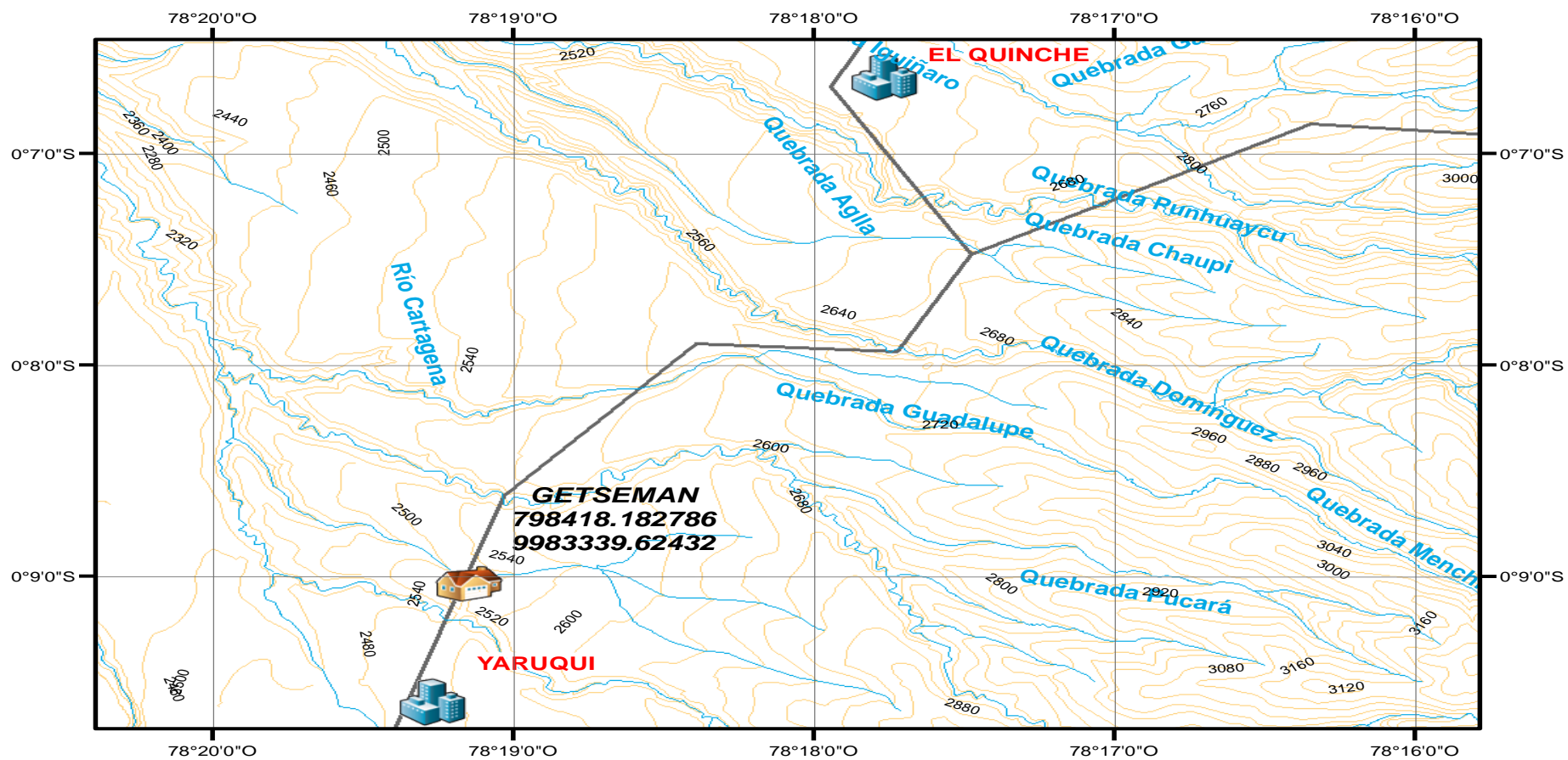
De la vía El Quinche - Yaruquí, se toma un punto, el cual corresponde a una casa de retiro Getseman con coordenadas geodésicas ($0^{\circ} 9'2.06''S$ y $78^{\circ}19'9.01''O$), el cual será transformado a un sistema de coordenadas UTM, con el fin de poder localizar este punto en un plano topográfico.

Mapa N° 1-1 Ubicación del puente de la casa de retiro Getsman.



Fuente: (Mapa Geológico de la vía el Quinche-Yaruquí, 2005) ESC: 1_50.000

Mapa N° 1-2. Plano topográfico de la zona de estudio



Fuente: (Mapa Geológico de la vía el Quinche-Yaruquí, 2005)ESC: 1_50.000

HOJA PARA LA CONVERSIÓN DE COORDENADAS GEOGRÁFICAS A UTM.

Longitud (λ)				Latitud (φ)			
°	'	"	O/E	°	'	"	N/S
78 °	19 '	9.01 "	O	0 °	9 '	2.1 "	S

NOMBRE Y FECHA DEL ELIPSOIDE			
WGS84			
SEMIEJE MAYOR (a)		SEMIEJE MAYOR (b)	
6378137.000		6356752.31424518	

$e' = \frac{\sqrt{a^2 - b^2}}{b}$	e'^2	$c = \frac{a^2}{b}$
Segunda excentricidad	Segunda excentricidad^2	Radio Polar de Curvatura
e'= 0.0820944	(e')^2= 0.0067395	c = 6399593.6257585

W	X	Y	Z	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S
λ (°)	φ (°)	λ (rad)	φ (rad)	Huso	λ ₀	Δλ	A	ξ	η	v	ζ	A ₁	A ₂	J ₂	J ₄	J ₆	α	β	γ	β _φ	X (este)	Y (norte)
-78.319	-0.151	-1.367	-0.00263	17	-81	0.0468	0.0468	4.7E-02	-2.9E-06	6375585.9	7.4E-06	-5.3E-03	-5.3E-03	-5.3E-03	-5.3E-03	-1.1E-02	5.1E-03	4.3E-05	1.7E-07	-1.7E+04	798417.9349	9983338.888

FORMULAS

- A) $Huso = \left(\frac{Grados\ decimales\ (longitud)}{6} + 31 \right)$
- B) $\lambda_0 = Huso * 6 - 183$
- C) $\Delta\lambda = \lambda - \lambda_0$
- D) $A = \cos(\varphi) * \sin(\Delta\lambda)$
- E) $\xi = \frac{1}{2} * \ln\left(\frac{1+A}{1-A}\right)$
- F) $\eta = \tan^{-1}\left(\frac{\tan(\varphi)}{\cos(\Delta\lambda)}\right) - \varphi$
- G) $v = \frac{C}{(1 + e'^2 * (\cos\varphi)^2)^{0.5}} * 0,9996$
- H) $\zeta = \frac{e'^2}{2} * \xi^2 * \cos^2(\varphi)$
- I) $A_1 = \sin(2\varphi)$
- J) $A_2 = A_1 * \cos^2\varphi$
- K) $I_2 = \varphi + \frac{A_1}{2}$
- L) $I_4 = \frac{3 * J_2 + A_2}{4}$
- M) $I_6 = \frac{5 * J_4 + A_2 * \cos^2\varphi}{3}$
- N) $\alpha = \frac{3}{4} * e'^2$
- O) $\beta = \frac{5}{3} * \alpha^2$
- P) $\gamma = \frac{35}{27} * \alpha^3$
- Q) $\beta_\phi = 0,9996 * C * (\varphi - \alpha * J_2 + \beta * J_4 - \gamma * J_6)$
- R) $X = \xi * v * \left(1 + \frac{\zeta}{3}\right) + 500000$
- S) $Y = \eta * v * (1 + \zeta) + \beta_\phi$

Valores de semiejes mayor (a) y menor (b)

Elipsoide	Fecha	a (semieje mayor)	b (semieje menor)
Airy	1830	6377563,396	6356256,910000
Airy Modificado	1965	6377340,189	6356034,447900
Bessel	1841	6377397,155	6356078,962840
Clarke	1866	6378206,400	6356583,800000
Clarke	1880	6378249,145	6356514,869550
Fischer	1960	6378166,000	6356784,280000
Fischer	1968	6378150,000	6356768,330000
GRS80	1980	6378137,000	6356752,314140
Hayford	1909	6378388,000	6356911,946130
Helmert	1906	6378200,000	6356818,170000
Hough	1960	6378270,000	6356794,343479
Internacional	1909	6378388,000	6356911,946130
Internacional	1924	6378388,000	6356911,946130
Krasovsky	1940	6378245,000	6356863,018800
Mercury	1960	6378166,000	6356784,283666
Mercury Modificado	1968	6378150,000	6356768,337303
Nuevo International	1967	6378157,500	6356772,200000
Sudamericano	1969	6378160,000	6356774,720000
Walbeck	1817	6376896,000	6355834,846700
WGS66	1966	6378145,000	6356759,769356
WGS72	1972	6378135,000	6356750,519915
WGS84	1984	6378137,000	6356752,314245

NOTAS:

1) Las columnas W e Y serán NEGATIVAS, si la longitud "λ" se encuentra al OESTE del meridiano de Greenwich, caso contrario serán positivas. (O=> (-) ; E=> (+))

2) Las columnas X y Z serán NEGATIVAS, si la latitud "φ" se encuentra en el HEMISFERIO SUR, caso contrario serán positivas. (S=> (-) ; N=> (+))

3) Si el punto pertenece al HEMISFERIO SUR a la ecuación "S", se le deberá sumar el valor de 10'000.000,00 (Diez millones)

3) Todos los cálculos se realizan en radianes.

4) Los valores de las columnas W y X deben ser transformados de arados sexagesimales a arados decimales (ejemplo: 0°16' 55.78" S => 0.282161111°)

HOJA PARA LA CONVERSION DE COORDENADAS UTM A GEOGRÁFICAS

Este (X)	Norte (Y)
635370.092	9961921.124
Huso UTM	Hemisferio
17	SUR

NOMBRE Y FECHA DEL ELIPSOIDE	
WGS84	
SEMIEJE MAYOR (a)	SEMIEJE MENOR (b)
6378137	6356752.314

$$e' = \frac{\sqrt{a^2 - b^2}}{b}$$

$$e'^2$$

$$c = \frac{a^2}{b}$$

Segunda excentricidad	Segunda excentricidad^2	Radio Polar de Curvatura
0.082094438	0.006739497	6399593.626

																					GRADOS DECIMALES	
A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W
λo	Y calc	φ'	v	a	A1	A2	J2	J4	J6	α	β	γ	B	b	Z	Xi	η	Senh(Xi)	Δλ	ζ	Longitud (λ)	Latitud (φ)
6	8	1.3E-06	6375585.745	0.02123	2.514280E-06	2.5E-06	2.5E-06	2.5E-06	5E-06	0.005	4.3E-05	2E-07	7.961	6E-09	2E-06	0.021	1.3E-06	0.02123	0.021	1E-06	7.21644483	7.236E-05

Longitud (λ)			
o	'	"	E/O
7	12	59.201	ESTE

Latitud (φ)			
o	'	"	N/S
0	0	0.261	NORTE

FORMULAS

Valores de semiejes mayor (a) y menor (b)

A) $\lambda_0 = Huso * 6 - 183$

B) $Y_{Calc} = Y - 10000000$
 $Y_{Calc} = Y$

C) $\varphi' = \frac{Y_{Calc}}{6366197.724 + 0.996}$

D) $v = \frac{C}{(1 + e'^2 * (\cos(\varphi'))^2) a_3} * 0.9996$

E) $a = \frac{X - 500\,000}{v}$

F) $A_1 = \sin(2\varphi')$

G) $A_2 = A_1 * \cos^2(\varphi')$

H) $I_2 = \varphi' + \frac{A_1}{2}$

I) $I_4 = \frac{3 * J_2 + A_2}{4}$

J) $I_6 = \frac{5 * J_4 + A_2 * \cos^2(\varphi')}{3}$

K) $\alpha = \frac{3}{4} * e'^2$

W) $\varphi = \left\{ \varphi' + \left[1 + (e'^2 * \cos^2 \varphi') - \frac{3}{2} * e'^2 * \sin \varphi' * \cos \varphi' * (\zeta - \varphi') \right] * (\zeta - \varphi') \right\} * \frac{180}{\pi}$

L) $\beta = \frac{5}{3} * \alpha^2$

M) $\gamma = \frac{35}{27} * \alpha^3$

N) $B = 0.9996 * C * (\varphi' - \alpha * J_2 + \beta * J_4 - \gamma * J_6)$

O) $b = \frac{Y_{Calc} - B}{v}$

P) $Z = \frac{e'^2 * a^2}{2} + \cos^2(\varphi')$

Q) $X_i = a * \left(1 - \frac{Z}{3} \right)$

R) $\eta = (b * (1 - Z)) + \varphi'$

S) $\sinh(x_i) = \frac{e^{Xi} - e^{-Xi}}{2}$

T) $\Delta\lambda = \tan^{-1} \left(\frac{\sinh(X_i)}{\cos(\eta)} \right)$

U) $\zeta = \tan^{-1} (\cos(\Delta\lambda) * \tan(\eta))$

V) $\lambda = \frac{\Delta\lambda}{\pi} * 180 + \lambda_0$

Elipsoide	Fecha	a (Semieje mayor)	b (Semieje menor)
Airy 1830	1830	6377563.396	6356256.91
Airy Modificado 1965	1965	6377340.189	6356034.448
Bessel 1841	1841	6377397.155	6356078.963
Clarke 1866	1866	6378206.4	6356583.8
Clarke 1880	1880	6378249.145	6356514.87
Fischer 1960	1960	6378166	6356784.28
Fischer 1968	1968	6378150	6356768.33
GRS80	1980	6378137	6356752.314
Hayford 1909	1909	6378388	6356911.946
Helmert 1906	1906	6378200	6356818.17
Hough 1960	1960	6378270	6356794.343
Internacional 1909	1909	6378388	6356911.946
Internacional 1924	1924	6378388	6356911.946
Krasovsky 1940	1940	6378245	6356863.019
Mercury 1960	1960	6378166	6356784.284
Mercury Modificado 1968	1968	6378150	6356768.337
Nuevo International 1967	1967	6378157.5	6356772.2
Sudamericano 1969	1969	6378160	6356774.72
Walbeck 1817	1817	6376896	6355834.847
WGS66	1966	6378145	6356759.769
WGS72	1972	6378135	6356750.52
WGS84	1984	6378137	6356752.314

NOTAS:

- 1) Todos los calculos se realizan en radianes.
2) Los valores de las columnas W y X deben ser transformados de grados sexagesimales a grados decimales (ejemplo: 0°16' 55,78" S => 0,282161111°)

1.2.1.3. Selección de rutas.

Este es el resultado de un análisis técnico, económico, social. En donde, la geología influye sobre en lo técnico y lo económico puesto que un ingeniero que no cuenta con información geológica incurre frecuentemente en serios y costosos errores. Para la selección de alternativas se debe analizar los principales riesgos geológicos y otro tipo de riesgos obtenidos en puntos anteriores, a los que estará expuesto cada una de las rutas siendo la mejor, aquella que este afectada en menor proporción por estos, y que además tenga sitios de material de préstamo y minas cercanos.

1.2.2. Estudio Geológico definitivo.

En este estudio se reproduce los capítulos desarrollados en el estudio Geológico preliminar, utilizando información como Estratigrafía, Tectónica, Geomorfología, Hidrogeología, con la particularidad que se realiza un análisis a mayor detalle de la Geología del lugar, debido a que las características principales como presencia de fallas geológicas, tipo de formaciones geológicas del lugar, y presencia de zonas inestables determinan las medidas que se toman frente situaciones particulares, como por ejemplo: Si el estrato sobre el que se asienta la carretera es de mala calidad, se evalúa si es necesario un mejoramiento o reemplazo del material; De existir zonas inestables debido a nivel freático alto, se considerará sistemas de drenaje subterráneos para la superficie base de la carretera. Además del estudio geológico definitivo se obtiene información sobre el potencial del material disponible en cada mina y cantera para ser utilizado en las diferentes unidades de obras presentes en una carretera.

Se deberá efectuar una explicación comparativa de los factores que llevaron a optar por la ruta seleccionada en el estudio geológico preliminar. Analizando los posibles periodos de retorno de algunos de los riesgos geológicos, determinando el estado de las fallas geológicas (activas/pasivas) y las posibles zonas inestables. Aquí se reproducirá algunas partes de varios subcapítulos de los estudios geológicos preliminares, considerando que para este se deberá tener su correspondiente diseño geométrico (escala 1:1.000), así como una sección transversal de la estructura de la vía, de esta manera también se obtendrá volúmenes, tanto de movimientos de tierra como de otros materiales (bases, subbases, materiales de préstamo).

Los estudios geológicos proveen de suficiente información como zonas inestables, presencia de materiales duros o de baja resistencia mediante la cual se deber realizar las recomendaciones necesarias que servirán para los estudios geotécnicos, recomendaciones tales como; sitios puntuales en los que realizar sondeos, tipo de estudios que se pueden realizar (geofísicos o geotécnicos)

1.2.2.1. Información mínima a presentar en un estudio geológico definitivo (trabajos de gabinete).

En base a diferentes estudios geológicos presentados en el MTOP, dichos estudios deberán tener la siguiente estructura:

1.2.2.2. Introducción y objetivos.

Este capítulo consta de una breve síntesis de la información que incluirá el estudio geológico definitivo, así como los objetivos de la realización de estudio geológico definitivo del sitio de interés.

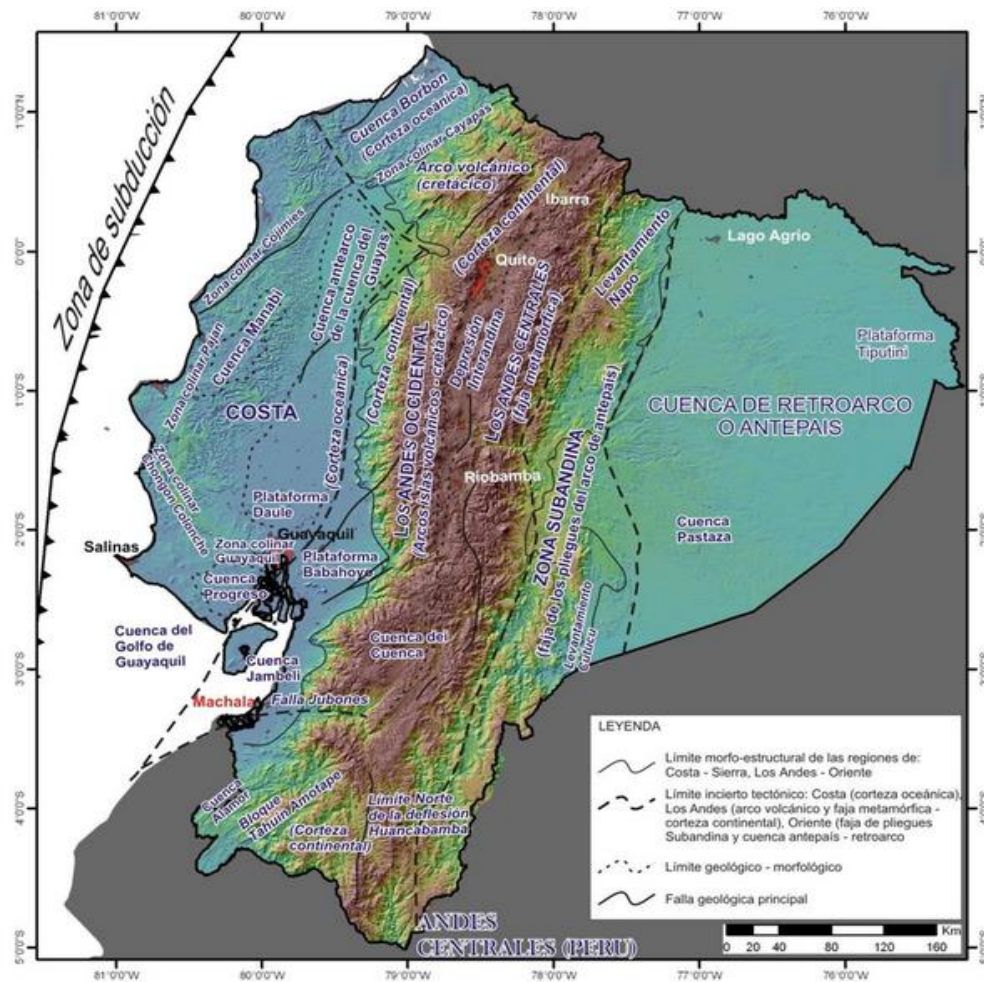
1.2.2.3. Geología.

Dentro de geología se deberá realizar el desarrollo de cada uno de los siguientes subcapítulos.

Encuadre Geológico General. En cuanto al encuadre geológico General corresponde a la descripción e identificación de la región morfo-estructural a la que pertenece el proyecto vial, esta descripción se la realiza con la información presentada en el Mapa Geológico General a escala original. (1:250.000). Según la región morfo-estructural a la que pertenece se tendrá una determinada característica geológica en el lugar (formaciones geológicas presentes en el lugar), proporcionando información sobre las formaciones geológicas predominantes en la zona.

Las regiones morfo-estructurales del País son; Región de la Costa, Cordillera Occidental, Callejón Interandino, Cordillera Real, y Oriente, las cuales se indican en el siguiente Mapa.

Mapa N° 1-3. Modelo morfo-estructural del Ecuador.



Fuente: (Dirección General de Geología y Minas, 1982)

Estratigrafía. Se realizará la descripción de cada una de las unidades litológicas presentes en la zona de interés del proyecto, esta descripción se la realiza interpretando las hojas geológicas (escala 1:25.000) disponibles en el INEGEMM. En este apartado se presenta información más detallada, por una parte, describe las partículas que conforman la unidad litológica (Bloques, cantos, gravas, arenas, limos, arcillas) y a su vez proporciona información sobre la potencia de cada estrato. Es imprescindible determinar la composición de cada estrato, ya que dependiendo del material predominante tendrá un

comportamiento determinado, por otra parte, la potencia de cada estrato orienta particularmente en casos en que los materiales presentes en la formación geológica son de baja resistencia, evaluando así si es favorable un mejoramiento del material o el remplazo de este.

Geomorfología. Corresponde al estudio de las formas del relieve del lugar, describiendo cuatro aspectos fundamentales como son; La morfometría del lugar describiendo cuantitativamente las laderas existentes (Altura, orientación, extensión). Pendientes del lugar generadas a partir de las curvas de nivel de la zona de estudio. Morfogénesis referida a las formaciones geológicas encontradas en el área. Morfodinámica analizando los procesos como deslizamientos, erosión, caídas de roca, etc.

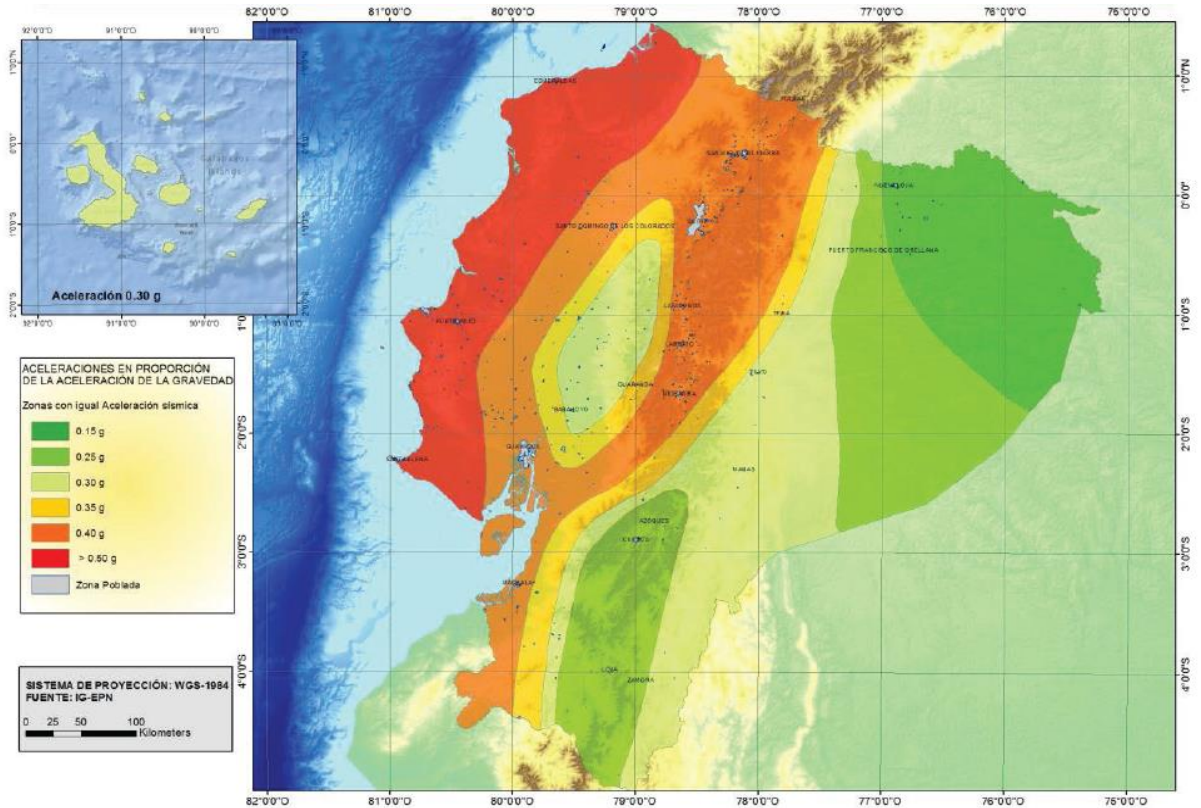
La información que se presenta se obtiene de diversas fuentes, del Mapa geomorfológico del Ecuador, Mapa geológico de la zona de estudio, Topografía general del área de estudio, y con el fin de relacionar la topografía (Pendientes) con el comportamiento de esta frente al evento de precipitación, como a su vez proporcionar información acerca de deslizamientos antiguos en el área, que servirá como guía para el análisis de estabilidad de taludes.

Tectónica. Deberá estar relacionada al origen de los fenómenos que afectan a nuestro país, como son los fenómenos de sismicidad y vulcanismo, ya que el Ecuador se encuentra ubicado en el Noroccidente del continente sud-americano, formando parte del cinturón de fuego, relacionado geodinámicamente con la tectónica de placas, siendo el proceso de subducción (De la placa oceánica Nazca bajo la placa continental América del Sur) el más

importante en cuanto a la explicación de los fenómenos sismo tectónicos del Ecuador. Además de la descripción deberá incluirse el Mapa Tectónico del Ecuador a escala 1:1.000.000. que se encuentra disponible en el IGM. Con el fin de presentar datos que permitirán prevenir posibles riesgos geológicos.

Sismicidad. Debido a que el País se encuentra en la zona de muy alta peligrosidad sísmica, es necesario considerar la actividad sísmica debido a la alta amenaza que ello representa. La información sobre la zonificación de la actividad sísmica se encuentra disponible en la “NEC 2015. Peligro Sísmico”, dividiendo al país en VI zonas, siendo la zona VI la zona de mayor peligro sísmico, a continuación, se indica el Mapa de zonificación sísmica.

Mapa N° 1-4. Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.



Fuente: NEC. (2015). [Mapa de zonas sísmicas para el propósito de diseño]. ESC: 1_1'000.000

Dependiendo de la ubicación del proyecto, este pertenecerá a una determinada zona sísmica, con su correspondiente Factor de zona sísmica Z. El factor de zona sísmica Z es un coeficiente que representa un porcentaje de la aceleración de la gravedad que tiene incidencia en un evento sísmico, dicho coeficiente sísmico, aunque no es considerado en el diseño estructural de una carretera será considerado en el diseño de una estructura como puentes, taludes, muros y Estructuras de Obras de arte (Cunetas, alcantarillas, Canales de descarga, obras de protección).

Hidrogeología. Se obtiene información del Mapa hidrogeológico del Ecuador (Escala 1:1.000.000). Se deberá realizar la descripción de la unidad o unidades hidrogeológicas (aguas subterráneas) que estén ubicados en la zona de interés. Las unidades hidrogeológicas son los acuíferos, los cuales se diferencian entre si debido a las propiedades mecánicas de la roca que sirve de reservorio para estos, por esta razón se deberá detallar cada uno de los diferentes acuíferos, distinguiendo de ellos la permeabilidad de la roca reservorio, extensión, profundidad a la que este se localiza y límites. Esto con la finalidad de determinar los niveles freáticos y su incidencia o no en obras tales como taludes, terraplenes, puentes, etc. Con ayuda de sondeos geotécnicos.

Riesgos Geológicos. Se analizará los datos obtenidos en el punto de “Tectónica” y los potenciales riesgos que conllevan esto, además con ayuda de mapas existentes, se deberá ubicar la zona de estudio y determinar otros riesgos como; el grado de susceptibilidad sísmica, algún grado de amenaza de tsunami, así como identificar la existencia de amenazas volcánicas, zonas potencialmente inundables, erosionabilidad.

1.2.2.4. Mapeo geológico de la ruta (trabajos de campo).

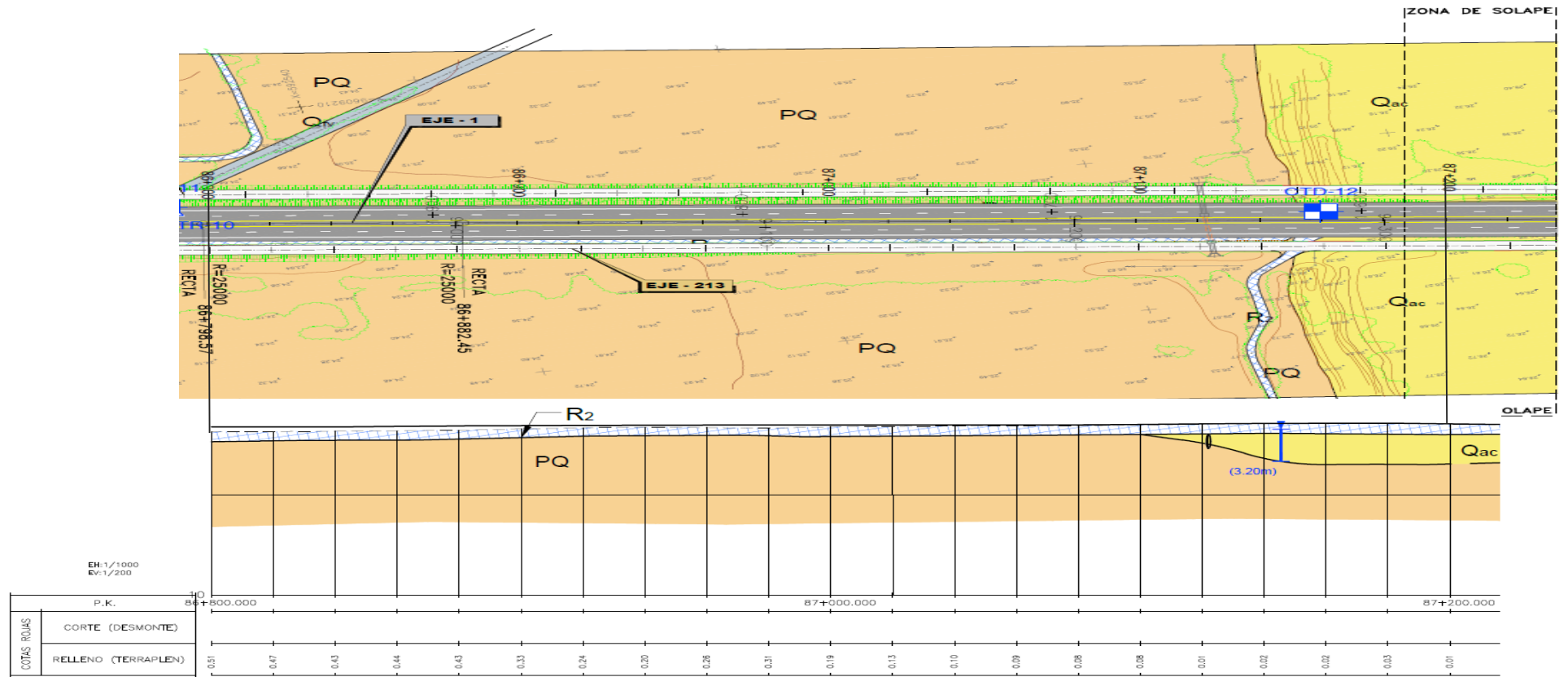
Estos trabajos deberán ser realizados por un experto en el área, el cual deberá transferir las observaciones geológicas realizadas en la visita de campo a una base topográfica en escala 1:1.000. Debiendo contar con una respectiva descripción de las observaciones de campo, teniendo en cuenta datos como:

- Las estructuras observadas en campo (fallas geológicas) tomando en cuenta su dirección y actividad de estas, distancia y si es el caso, el sentido en el que cruza dicha falla con respecto al eje de la vía.
- La descripción litológica observada, en orden cronológico, la potencia de cada una de las unidades litológicas y el porcentaje que estas ocupan.
- Existencia de sectores inestables (deslizamientos antiguos).

Dicho levantamiento geológico deberá cubrir el ancho de la faja topográfica disponible.

Presentación del mapeo geológico. Como se ha dicho anteriormente este mapeo será realizado en hojas geológicas a escala 1:1.000, conteniendo una franja de 650 m aproximadamente, las mismas que deberán ser presentadas por tramos de corredor en hojas formato A1, con una zona de solape en cada una de estas, en estas hojas también deberá constar un plano de distribución de hojas geológicas en la ruta con su respectivo número de hoja, en el cual deberá estar marcado la hoja que se presenta en el plano. El mapeo geológico consta de realizar el levantamiento en planta y perfil.

Mapa N° 1-5. Hoja geológica N°89 del proyecto Conversión en Autopista del Eje E-25 entre la “Y” de Tillales y Huaquillas



Fuente: INECO. (2014). Estudio de Ingeniería Definitiva para la Conversión en Autopista del Eje E-25 entre la “Y” de Tillales y Huaquillas, y la Estructuración Técnica, Jurídica y Financiera de la Concesión Viaria, [Hoja geológica].

Tramo Abscisa 86+000 a 87+150

Las márgenes de la vía son rellenos antrópicos compactados (relleno estructural) (R-2) que constituyen las carreteras, canales, etc. Los materiales empleados para conformar estos terraplenes son arenas y gravas, cuya potencia tiene como promedio 6 metros, apoyados sobre un estrato de depósitos aluviales antiguos (PQ), correspondiente a arenas, gravas y tobas, identificándose zonas menos permeables que otras en función del grado de densidad y frecuencia del drenaje, su potencia es desconocida.

Tramo Abscisa 87+150 87+200

Este tramo también posee las márgenes de la vía conformados por rellenos antrópicos compactados (relleno estructural) (R-2), cuya potencia tiene como promedio 6 metros, *cuyos* materiales están constituidos por extensos y potentes depósitos aluviales formados en un ambiente de llanura de inundación, cuya potencia varía desde cero en la abscisa 87+105 hasta 15 metros en la abscisa 87+150, manteniendo de ahí en adelante un valor promedio de 15 metros de profundidad.

1.2.2.5. Procedencia de los materiales.

En esta unidad se debe revisar varios parámetros entre los cuales están:

Condiciones exigibles de los materiales. Las especificaciones que debe cumplir el material en las distintas unidades de obra a ejecutar está detallada en las normativas publicada para proyectos de carreteras en el Ecuador que son las siguientes:

- “Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes. MOP-001-F 2002”.

- “Norma Ecuatoriana Vial (NEVI-12). VOLUMEN N°3, ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CAMINOS Y PUENTES.

Los parámetros a cumplir de los materiales para diferentes unidades de obra según la normativa NEVI-12 y MOP-001-F 2002, son exactamente los mismos.

Entre los materiales que se deben verificar las especificaciones para la utilización de estos en diversas unidades constructivas las cuales son:

a) Capas de subbase. - Según la especiación MOP-001-F 2002, las condiciones que debe cumplir las subbases de agregados son:

Tabla N° 1-1. Especificación del material para Subbase granular MOP-001-F-2002, sección 403-1.

Especificaciones de material para capas de Subbase de Agregados			
Propiedad del Material	Límite	Unidad	Normativa de ensayo
Desgaste del agregado grueso (Abrasión)	≤ 50	%	ASTM C-131
Límite líquido	≤ 25	%	ASTM D-4318
Índice de plasticidad	≤ 6	%	ASTM D-4318
Capacidad soporte del suelo (CBR)	≥ 30	%	ASTM D-1883
Granulometría	Tabla 403-1.1		ASTM D-422

Fuente: (Especificaciones Generales para la construcción de Caminos y Puentes, 2002)

De tratarse de material para capa de subbase que sirva como capa de rodadura los requisitos son los mismos a excepción del Límite líquido menor de 35, y un índice de plasticidad entre 6 y 9.

Capas de Base. - Las bases de agregados según su granulometría y su producción (Triturado o cribado) se ha clasificado en cuatro tipos, y las condiciones que debe cumplir según la Especificación MOP-001-F-2002 son las siguientes:

Tabla N° 1-2. Especificación del material para Base granular MOP-001-F-2002, sección 404-1.

Especificaciones de material para capas Base de Agregados			
Propiedad del Material	Límite	Unidad	Normativa de ensayo
Desgaste del agregado grueso	≤ 40	%	ASTM C-131
Pérdida de peso (Durabilidad)	≤ 12	%	ASTM C-88
Límite líquido	≤ 25	%	ASTM D-4318
Índice de plasticidad	≤ 6	%	ASTM D-4318
Capacidad soporte del suelo	≥ 80	%	ASTM D-1883
Granulometría a cumplir en Bases Clase I, Clase II, Clase III, Clase IV respectivamente	Tabla 404-1.1		
	Tabla 404-1.2		
	Tabla 404-1.3		ASTM D-422
	Tabla 404-1.4		

Fuente: (Especificaciones Generales para la construcción de Caminos y Puentes, 2002)

De tratarse de material para capa de Base que sirva como capa de rodadura los requisitos son los mismos a excepción del Límite líquido menor de 35, y un índice de plasticidad entre 6 y 9.

b) Base de Hormigón asfáltico mezclado en sitio. - Dichos agregados serán obtenidos por trituración o cribado, y las condiciones que debe cumplir según la Especificación MOP-001-F-2002 son las siguientes:

Tabla N° 1-3. Especificación del material base de Hormigón asfáltico mezclado en sitio MOP-001-F-2002, sección 404-1.

Especificaciones de material para Base de Hormigón asfáltico mezclado en sitio			
Propiedad del Material	Límite	Unidad	Normativa de ensayo
Desgaste del agregado grueso	≤ 40	%	ASTM C-131
Índice de plasticidad	≤ 4	%	ASTM D-4318
Valor de Equivalente de Arena	≥ 35	%	ASTM D-2419
Partículas planas, partículas alargadas o partículas planas y alargadas en agregados gruesos	≤ 10	%	ASTM D-4791
Porcentaje de partículas fracturadas en agregado grueso, con dos o más caras fracturadas	≥ 75		ASTM D-5821
Granulometría	Tabla 404-4.1		ASTM D-422

Fuente: (Especificaciones Generales para la construcción de Caminos y Puentes, 2002)

c) Base de Hormigón asfáltico mezclado en Planta. - Las especificaciones que debe cumplir el material son las mismas indicadas en la anterior Tabla N°1- 3, a diferencia que la granulometría es la detallada en la Tabla 404-5.1 de las Especificaciones Generales para la construcción de Caminos y Puentes MOP – 001 – F – 2002.

d) Agregados para Hormigón Asfáltico mezclado en Planta. - Las condiciones que debe cumplir según la Especificación MOP-001-F-2002 son las siguientes:

Tabla N° 1-4. . Especificación del material granular para Hormigón asfáltico mezclado en Planta MOP-001-F-2002, sección 404-5.

Especificaciones de agregado para Hormigón asfáltico mezclado en Planta			
Propiedad del Material	Límite	Unidad	Normativa de ensayo
Desgaste del agregado grueso	≤ 40	%	ASTM C-131
Pérdida de peso (Durabilidad)	≤ 12	%	ASTM C-88
Índice de plasticidad	≤ 4	%	ASTM D-4318
Valor de Equivalente de Arena (Para capa de rodadura)	≥ 45	%	ASTM D-2419
Contenido vacío sin compactar del agregado fino	≥ 45	%	ASTM C-1252
Partículas planas, partículas alargadas o partículas planas y alargadas en agregados gruesos	≤ 10	%	ASTM D-4791
Porcentaje de partículas fracturadas en agregado grueso con al menos una cara fracturada	≥ 85	%	ASTM D-5821
Porcentaje de partículas fracturadas en agregado grueso con al menos dos cara fracturada	≥ 80		ASTM D-5821
Granulometría	Tabla 404-5.1 ó Tabla 405-5.1		ASTM D-423

Fuente: (Especificaciones Generales para la construcción de Caminos y Puentes, 2002)

e) Agregados para Hormigón Asfáltico mezclado en Sitio. - Las especificaciones que debe cumplir el material son las mismas indicadas en la anterior Tabla N°1-4, a diferencia que la granulometría es la detallada en la Tabla 404-4.1 y 405.4.1 de las Especificaciones Generales para la construcción de Caminos y Puentes MOP – 001 – F – 2002.

f) Agregados para carpeta asfáltica. - Las condiciones que debe cumplir según la Especificación MOP-001-F-2002 son las siguientes:

Tabla N° 1-5. Especificación del agregado para tratamientos bituminosos superficiales MOP-001-F-2002, sección 405-3.

Especificaciones de agregado para tratamientos bituminosos superficiales			
Propiedad del Material	Límite	Unidad	Normativa de ensayo
Desgaste del agregado grueso	≤ 35	%	ASTM C-131
Pérdida de peso (Durabilidad)	≤ 12	%	ASTM C-88
Índice de plasticidad	≤ 4	%	ASTM D-4318
Granulometría	Tabla 405-3.1		ASTM D-423

Fuente: (Especificaciones Generales para la construcción de Caminos y Puentes, 2002)

g) **Mejoramiento con suelo seleccionado.** Este debe satisfacer las especificaciones expuestas en la sección 402 de las “Especificaciones generales para la construcción de caminos y puentes. Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones. MOP-001-F 2002”, que son las siguientes:

Tabla N° 1-6. Especificación del material granular para mejoramiento con suelo seleccionado MOP-001-F-2002, sección 402-2.

Mejoramiento con suelo seleccionado			
Propiedad del Material	Límite	Unidad	Normativa de ensayo
Límite líquido	≤ 35	%	ASTM D-4318-84
Índice de plasticidad	≤ 9	%	ASTM D-4318-84
Capacidad soporte del suelo	≥ 20	%	ASTM D-1883-16

Fuente: (Especificaciones Generales para la construcción de Caminos y Puentes, 2002)

Necesidades de materiales. En este caso se deberá realizar un cubicaje de los diferentes materiales que serán requeridos para la construcción tales como material de préstamo, Bases, Sub-bases y cualquier tipo de material granular necesario, se realizará el cubicaje utilizando la sección transversal de la vía, es decir con los espesores requeridos de cada capa granular empleada.

Materiales procedentes de movimientos de tierra. Para esto se determinará el volumen total de aquel material que sebera ser desalojado por casos como conformación de taludes

de corte, o también por cambio de material debido a sus malas propiedades mecánicas. Las propiedades que debe cumplir un material para ser utilizado como relleno están detalladas posteriormente en el subcapítulo de “Estudio de material de préstamo”.

Estudio de material de préstamo. Según la especificación MOP-001-F 2002 se menciona que, para determinarse si un material es apto para ser utilizado en rellenos, terraplenes, etc. Se deberá plantear lugares de préstamo identificados en los planos, debiendo cumplirse ciertas especificaciones. Los rellenos y terraplenes deben ser construidos preferentemente con el mismo material obtenido de los cortes empleados en la construcción de la vía. No se emplearán suelos orgánicos, turbas y otros suelos similares para la construcción de rellenos y terraplenes, los suelos no deben presentar expansividades mayores del 4% (ASTM D-4546). No se permite suelos que en el ensayo de compactación (AASHTO T-180) presenten densidades máximas menores de 1.400 kg/m³. En las últimas capas de los terraplenes el material debe presentarse una expansividad menor al 2% (ASTM D-4546).

Estudio de minas y canteras. Se debe realizar un muestreo de campo y localización de las canteras y minas disponibles en el momento de realizar el estudio, realizándose los ensayos de laboratorio respectivos a los materiales para determinar los parámetros físicos de los materiales, las fuentes de explotación deben tener un fácil acceso, los parámetros para seleccionar las fuentes de explotación importantes será la calidad de los materiales explotados, distancia al sitio de obra, ya que estos definen cual sería el procedimiento más eficiente. De cada mina seleccionada se debe detallar; Distancia aproximada a un punto inicial de la carretera proyectada, tipo de vías de acceso a esta, es decir capa de

rodadura de la vía (Pavimentada, adoquinada, lastrada, etc.), estado cualitativo de la vía de acceso, volumen de reserva aproximado de la mina en cuestión. Según las propiedades del material (Físicos y mecánicos) se definirá el potencial del material para ser utilizados en las diferentes unidades de obra a ejecutar (Bases, subbases, mejoramiento de la subrasante, capa de rodadura.), según la especificación detallada en el subcapítulo “Condiciones exigibles de los materiales” anteriormente desarrollada.

1.3. Estudio Geotécnico

1.3.1. Caracterización de la subrasante

1.3.1.1. Concepto.

Se denomina subrasante a la explanada de suelo que servirá de soporte para las capas que conforman una carretera (Capas estructurales y capa de rodadura), así como también soportará las cargas debidas al tránsito, en condiciones climáticas determinadas. Por ello la suma importancia que requiere el estudio geotécnico de la subrasante a lo largo del proyecto vial, ya que de ello dependerá un correcto diseño estructural de la carretera, y por ello un adecuado funcionamiento de la misma.

1.3.1.2. Exploración de la subrasante.

Para la realización de prospecciones en campo se deberá realizar un programa de prospección geotécnica en la cual se plantea el tipo de sondeo requerido en la abscisa correspondiente, con el fin de determinar las propiedades físicas o mecánicas deseadas en cada caso específico.

1.3.1.2.1. Actividades In situ.

Las actividades in situ para la exploración de la subrasante son todos los sondeos planteados en número y profundidad ya sea para la campaña geotécnica primaria o complementaria conforme se lo explicara a continuación.

Tipos de sondeos. Los sondeos dependiendo de las características que se desee determinar del material pueden ser.

Sondeos por métodos directos. Son los más utilizados en carreteras y tienen como objetivo determinar las propiedades del suelo mediante observaciones in situ.

Sondeos superficiales (calicatas). Este tipo de sondeos son requeridos en los casos en que la profundidad a la que se desea obtener una muestra es relativamente pequeña (hasta 2 metros, desde el nivel del proyecto) y se tiene suelos firmes o muy firmes. Con estas se obtiene muestras alteradas e inalteradas de suelo para su posterior caracterización en laboratorio, estas deben ser documentadas dejando constancia de los siguientes datos.

- Ubicación con sus respectivas coordenadas.
- Fecha de realización.
- Registro fotográfico.
- Descripción visual del suelo observado.
- Tipo de ensayo realizado in situ (si fuera el caso)

Sondeos profundos (perforaciones). Este tipo de sondeos son requeridos en los casos en que; la profundidad requerida de prospección sea mayor que la alcanzada con una

calicata, se requiera de reconocimiento del terreno bajo nivel freático, terrenos altamente deslizables, terrenos con pendientes demasiado empinadas, rellenos sanitarios con gases tóxicos o se requiera travesar capas de suelo muy resistentes o rocas. Dichos sondeos pueden ser a presión, percusión o rotación dependiendo de la dureza del material a penetrar. Además, este tipo de prospecciones tienen la ventaja de poder realizar una toma de muestras inalteradas a profundidades relativamente grandes.

La perforación y muestreo con tubo de pared delgada “shelby”, se lo realiza conforme a la normativa ASTM D 1587, esto en caso de suelos que puedan ser penetrados por el Tubo de pared delgada, es decir aquellos que no contengan grava, o partículas cementadas de gran tamaño.

El muestreo en suelos donde el tubo de pared delgada no tenga alcance (Suelos Duros) se utilizará el Muestreo de suelos mediante Tubo con camisa interior de anillos, cuyo procedimiento está descrito en la Normativa ASTM D 3550.

En caso de requerirse obtener núcleos de roca o de suelos demasiado duros, se procede a realizar la Perforación con broca de Diamante para investigaciones en Sitio, el procedimiento está definido en la normativa ASTM D 2113.

Los muestreos deben ser documentados dejando constancia de los siguientes datos.

- Ubicación con sus respectivas coordenadas.
- Datos que identifiquen el tipo de sondeo y equipo de perforación.
- Fecha de realización del sondeo.

- Registro fotográfico.
- Descripción visual del suelo observado.
- Datos de la ejecución del sondeo (velocidad de perforación, presión de perforación, etc.)

Sondeos por métodos indirectos. Son aquellos que se puede realizar sin necesidad de acceder directamente al terreno (métodos geofísicos), los cuales se fundamentan en la resistividad de propagación de ondas sísmicas, eléctricas o magnéticas que tienen diferentes materiales. Los métodos más útiles para cimentación de carreteras son los siguientes:

- **Métodos sísmicos (sísmica de refracción).** Estos métodos de sondeo son muy útiles para obtener de una manera rápida el perfil estratigráfico del suelo hasta 70 metros de profundidad, es por esta razón que estos métodos son los más utilizados en prospecciones para carreteras (en caso de ser necesarios sondeos geofísicos), así como también en explotación de canteras. Este tipo de sondeo puede arrojar datos como perfil estratigráfico teniendo como limitación en este, que la velocidad debe ser creciente con la profundidad ($V_{\text{capa superior}} < V_{\text{capa inferior}}$), en otras palabras, la rigidez debes ser creciente con la profundidad. Por otra parte, con este sondeo se puede determinar parámetros dinámicos del suelo mediante la relación de las ondas “S” y “P” con dichos parámetros. Otras de las limitaciones de este tipo de sondeo es que este no puede detectar con exactitud el nivel freático debido a lo ya explicado anteriormente (la rigidez debe aumentar con la profundidad). A continuación, se presenta una tabla de valores típicos de velocidades de ondas sísmicas en función de diferentes materiales.

Tabla N° 1-7. Velocidades sísmicas típicas de materiales.

Material	Velocidad (pies/seg.)
Limo seco, arena, grava suelta y talus	600-2.500
Arena cementada, grava arcillosa cementada, arcillas duras	2.500-7.500
Roca fracturada	2.000-10.000
Lutita dura	2.500-11.000
Arenisca dura	5.000-14.000
Caliza dura	6.000-20.000
Rocas ígneas duras	12.000-20.000
Rocas metamórficas duras	10.000-16.000

Fuente: (Peck, 1974)

- **Métodos eléctricos.** Estos métodos de sondeo son realizados para obtener resultados de perfiles estratigráficos del suelo hasta profundidades de hasta 1000 metros. Este tipo de sondeo puede arrojar datos como perfiles más profundos (perfil litológico, detección de fallas geológicas, diaclasas), con la ventaja de que este tipo de sondeo no tiene las limitaciones de la sísmica de refracción ($V_{\text{capa superior}} < V_{\text{capa inferior}}$), y por consiguiente también es útil para la determinación del nivel freático. A continuación, se presenta una tabla de valores típicos de resistividad de ondas eléctricas en función de diferentes materiales.

Tabla N° 1-8. Valores típicos de resistividad para diferentes materiales

Material	Resistividad (ohm-cm)
Arcilla o limo saturado	0-10.000
Arcilla arenosa	10.000-25.000
Arena arcillosa	25.000-50.000
Arena	50.000-150.000
Grava	150.000-500.000
Roca meteorizada	100.000-200.000
Roca sana	150.000-4.000.000

Fuente: (Peck, 1974)

1.3.1.2.2. Métodos de muestreo.

Mediante estos procedimientos podemos obtener muestras alteradas o inalteradas dependiendo de la caracterización geotécnica requeridas; en el caso de requerir propiedades netamente físicas será suficiente con una muestra alterada, mientras que para propiedades mecánicas se requiere necesariamente de una muestra inalterada. Dependiendo del tipo de sondeo y/o del tipo de muestra las normas utilizadas pueden ser:

- ASTM D420: Guía para la investigación y muestreo de suelos y rocas.
- ASTM D1452: Procedimiento para la investigación y muestreo de suelos utilizando un taladro Auger.
- ASTM D1586: Método de ensayo de penetración estándar y muestreo con tubo partido.
- ASTM D1587: Procedimiento de muestreo con tubo de pared delgada.
- ASTM D3550: Procedimiento para el muestreo de suelos con muestreador recubierto.
- ASTM D4700: Guía para el muestreo de suelos en la zona vadosa.
- ASTM D6151: Exploración y muestreo con uso de barrenas de vástago hueco
- ASTM D2113: Guía estándar para la perforación de un núcleo de roca, y muestreo en roca para exploración del sitio.
- ASTM D2488: Práctica estándar para la descripción e identificación de suelos (Procedimientos visuales-manuales)

- ASTM D5783: Guía estándar para el uso de perforación rotatoria directa con fluido de perforación a base de agua para la exploración geo ambiental y la instalación de dispositivos de monitoreo de la calidad del agua subsuperficial.
- ASTM D5434: Guía estándar para el registro de campo de exploraciones subsuperficiales de suelo y roca.

1.3.1.2.3. Número de sondeos.

En el Ecuador no existe una normativa o especificaciones para determinar el número de sondeos para carreteras ni la distancia entre ellos, en nuestro medio generalmente se realiza sondeos cada 500 y 1000 metros dependiendo de la importancia de la carretera, pese a esto se ha buscado determinar valores referenciales tomadas de algunas fuentes bibliográficas, siendo la principal el “Manual para revisión de estudios geotécnicos (Nicaragua, 2008)” el cual adopta los siguientes valores:

Tabla N° 1-9. Número mínimo de sondeos

Tipo de carreteras		Intervalo entre sondeos
Carreteras nuevas	Caminos rurales	250 m
	Caminos con capa de rodadura asfáltica o concreto	100 m
Caminos existentes	Carreteras asfaltadas existentes	250 m

Fuente: Manual para revisión de estudios geotécnicos. Nicaragua, 2008

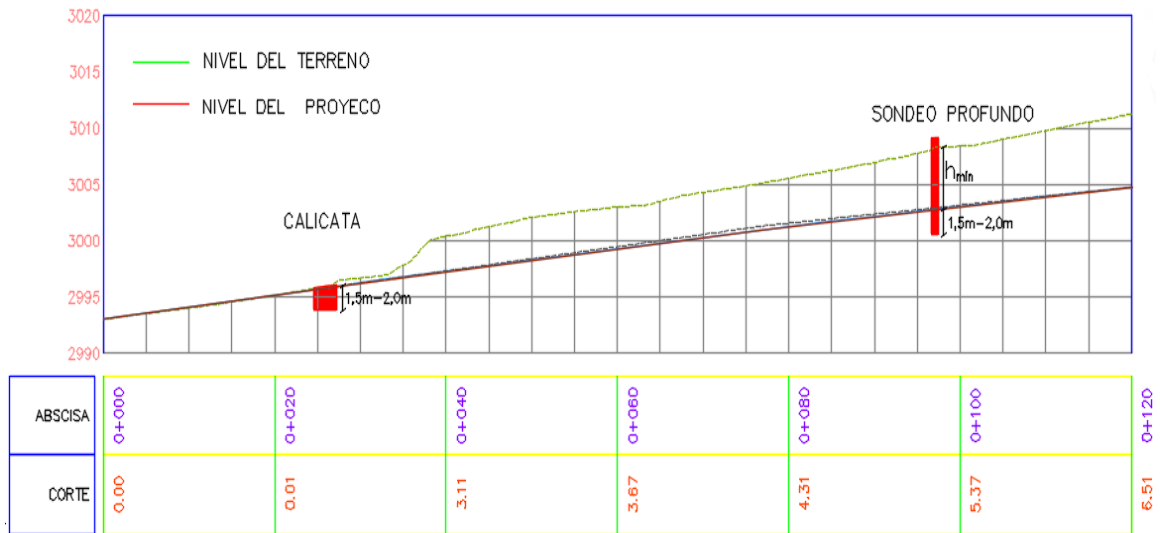
En todo caso la distancia entre sondeos queda a criterio del especialista geotécnico, ya que si en la campaña geotécnica primaria se llegase a encontrar problemas tales como;

suelos blandos (fangos, rellenos, arcillas expansivas, etc.), nivel freático superficial o grandes diferencias entre las características de materiales de estratos contiguos, se deberá realizar los sondeos que sean convenientes entre estos dos puntos (campana geotécnica complementaria). Mientras que, por otro lado, si mediante el estudio geológico definitivo se observa estratos homogéneos por largos tramos de carretera, se pudiera aumentar la distancia entre sondeos.

1.3.1.2.4. Profundidad de sondeos.

Esta está basada en la teoría de Boussinesq la cual indica que la profundidad a la que se disipa los esfuerzos al colocar una carga vehicular tipo es de 1,5 a 2 metros a partir del nivel en el que se aplica la carga vehicular (nivel de proyecto), pero esta profundidad puede variar si se trata de una vía nueva la profundidad será mayor en zonas de corte determinadas en el trazado vertical de la carretera siendo necesario sondeos mecánicos, mientras que para carreteras existentes se lo puede resolver con calicatas siempre y cuando no se tenga problemas tales como; suelos blandos (fangos, rellenos, arcillas expansivas, etc.) o nivel freático ya que en el primer caso se deberá realizar perforaciones con el fin de la potencia del estrato con suelo blando o inestable y en el segundo caso no se podrá obtener una muestra con calicata por la presencia del nivel freático superficial.

Ilustración N° 1-1. Perfil de diseño vertical.



Fuente: Los autores. (2018)

Por otra parte, la profundidad de excavación puede ser reducida si se llegase a encontrar afloramientos de estratos rocosos.

1.3.1.2.5. Ensayos de Campo.

Se refiere a todos aquellos trabajos realizados IN SITU, con el fin de determinar propiedades que sean representativas de la subrasante. Los ensayos de campo son fundamentalmente utilizados para determinar propiedades mecánicas del material, Propiedades mecánicas como Capacidad soporte del suelo (CBR), módulo Resiliente (MR), y módulo de balasto, los cuales pueden ser determinados por diferentes tipos de ensayos como:

- **CBR In SITU.** Este ensayo se realiza para evaluar la calidad de respuesta del suelo de la subrasante, también aplicable para sub-bases, probado en el lugar por la carga de penetración del suelo, se adapta procedimientos viables a condiciones en Campo. El

ensayo consiste en la aplicación de carga, para obtener los esfuerzos requeridos para provocar la penetración en el suelo, los procedimientos a seguir deben ser los Normados en la ASTM D-4429.

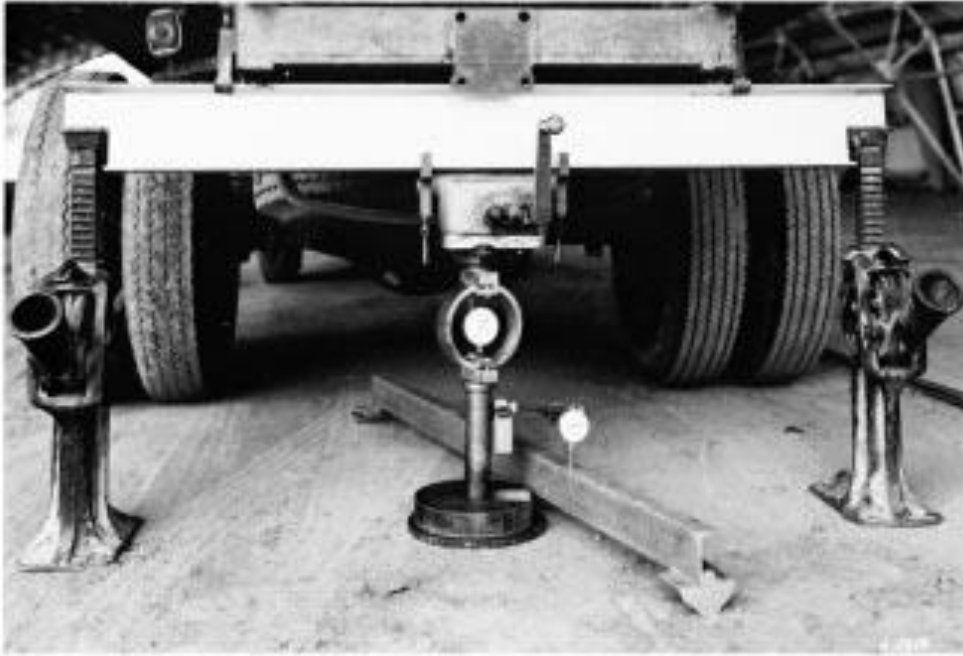
Se debe considerar que el resultado del ensayo CBR in situ varía dependiendo de la humedad en la que se encuentre el suelo, por ello si el valor de CBR in Situ se va a utilizar como parámetro de diseño se debe realizar el ensayo en las siguientes condiciones:

- Cuando el grado de saturación es mayor o igual al 80 %.
- Cuando el material predominante en el suelo es de grano grueso.
- Cuando el suelo se ha modificado en años anteriores al ensayo.

El ensayo CBR in situ trata en síntesis del siguiente procedimiento:

- Alistar el área de la superficie que se va a ensayar, retirando material suelto, se debe preparar un área uniforme y horizontal.
- Se localiza el vehículo tal que la superficie de reacción quede directamente sobre la superficie a ensayar, colocar el gato con la manivela hacia afuera, el vehículo debe estar nivelado en su parte posterior, como se detalla a continuación.

Ilustración N° 1-2. Adecuada instalación de gato en vehículo para CBR IN SITU.



Fuente: (American Society for Testing and Materials, 2009)

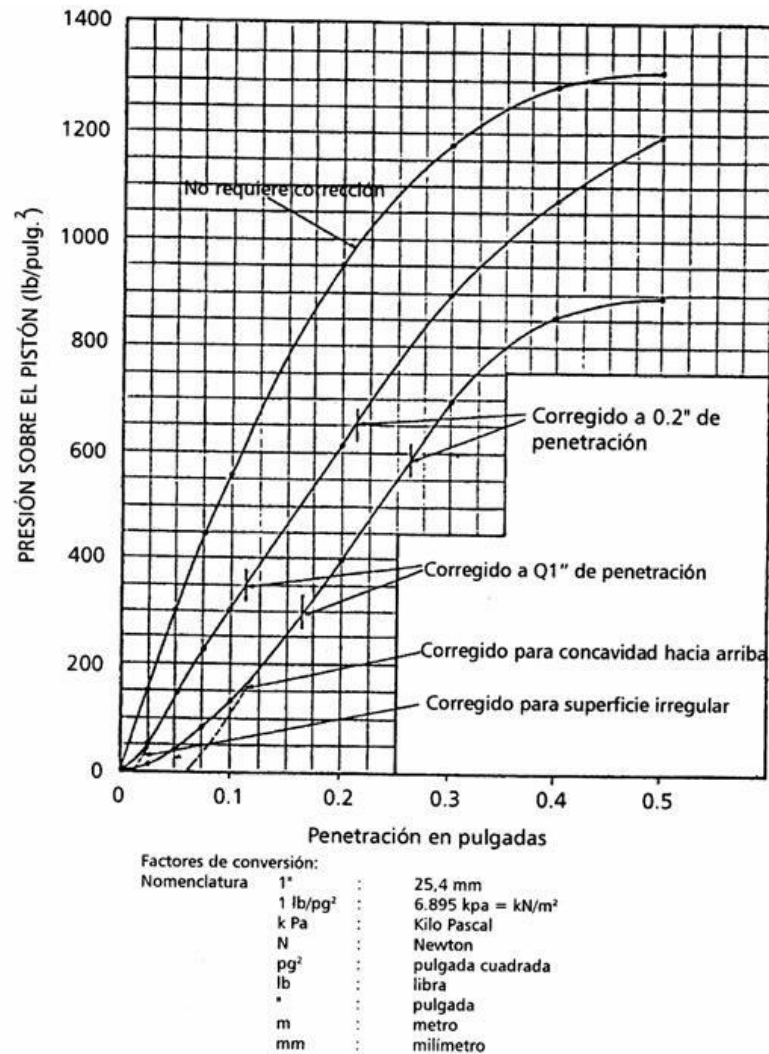
- Ubique el gato mecánico en la posición correcta y conéctese el anillo de carga al extremo del gato, se debe colocar extensiones hasta alcanzar una altura menor a 12.5 cm sobre la superficie de ensayo, y conectar el pistón de penetración al extremo inferior del anillo, asegurar la verticalidad del gato para una correcta penetración en la superficie a ensayar.
- Colocar la platina de sobrecarga de 4.5 Kg debajo del pistón de penetración, para que el pistón pase a través del agujero central.
- Asentar el pistón bajo una carga inicial de 3 lb/in² aproximadamente, si se trata de ensayar materiales de base con superficie irregular debe colocarse el pistón sobre una superficie delgada de polvo de trituración de piedra caliza que pasen tamiz N° 40.

- Adicionar a la platina Pesos de sobrecarga que transmitan una presión equivalente a la intensidad de carga producida por las capas de pavimento, la mínima pesa aplicada será de 4.5 Kg seguido de la pesa de 9 Kg.
- Fijar el soporte del dial de penetración de tal manera que la velocidad aproximada sea de 1.3 mm / minuto, registrar las lecturas del anillo de carga para cada 0.65 (0.025'') de incremento de penetración hasta una profundidad de 12.7 mm (0.5'').
- Acabado el ensayo se debe obtener una muestra en el punto de penetración para determinar su humedad, y determinar la densidad en sitio mediante el método de cono y arena, en un punto alejado 6'' del punto donde se realizó el ensayo de CBR in Situ.

En cuanto a cálculos se debe determinar la curva esfuerzo penetración, calculando el esfuerzo para cada incremento de penetración (El esfuerzo se calcula dividiendo la fuerza aplicada para el área del pistón).

De presentarse en la parte inicial de la curva concavidad hacia arriba se debe ajustar trazando una tangente a la curva para corregir como se indica a continuación.

Ilustración N° 1-3. Prolongación de tangente en curva CBR cuando se presenta curva convexa.



Fuente: (American Society for Testing and Materials, 2009)

EL valor de CBR que se determinará son los correspondientes a 0.1'' y 0.2'' de penetración. Los valores de esfuerzo – Deformación generan una curva semejante a la obtenida en CBR de laboratorio, por lo cual se presenta posteriormente un ejemplo en el correspondiente subcapítulo de *CBR en laboratorio*.

- **Módulo de reacción del suelo o módulo de Balasto** Se define como módulo de Balasto (k) como la relación entre la presión de una placa (puede ser circular, cuadrada o rectangular) y el asentamiento medio que dicha presión produce, expresadas en (Kg/cm³, PCI o MPA/m).

$$K = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

Donde:

K : Módulo de reacción de la subrasante (Kg/cm²/cm)

σ : Presión aplicada. (Kg/cm²)

ε : Deformacion media del suelo. (cm)

El diseño de pavimentos rígidos se fundamenta el en análisis de la deflexión de una losa como viga sobre una fundación elástica (suelo). En el siguiente gráfico se presenta el esquema del equipo para el ensayo de placa directa.

Procedimiento para la obtención del Módulo de Balasto. La obtención de este se lo realiza mediante las normas ASTM D-1194 y AASHTO T222-81, En el primero de los casos (ASTM D-1194) está enfocada en la obtención de dicho modulo enfocado a cimentaciones, por esta razón para la obtención de K , nos regiremos exclusivamente a la normativa AASHTO.

En esta señala que como paso inicial se debe aplicar uno de los dos procesos de fijación (puesta en contacto de del sistema de carga con el suelo) que señala el punto 4.3 de la normativa AASHTO T 222-81, de la misma manera se aplicara uno de los dos procesos de aplicación de carga conforme a lo estipulado en el punto 4.4 de la normativa AASHTO T 222-81.

Una vez obtenido los valores del ensayo se procederá a calcular el valor de k'_u , mediante le siguiente expresión:

$$k'_u = \frac{69.0 \text{ KPa (ó 10PSI)}}{\text{Deflexión promedio}} \quad Ec \text{ N}^\circ I - 1$$

Si el valor de k'_u es menor de 54.3 kPa/mm (200 PCI), se considera concluido el ensayo y se debe quitar la carga. Si el valor de k'_u fuere de 54.3 kPa/mm (200 psi/pulg) o mayor, se deben aplicar incrementos de carga de 1605 kg (3535 lb), 34.47 kPa (5 psi) hasta que se alcance una carga total de 9630 kg (21210 lb), 207kPa (30psi), dejando cada incremento hasta que la deformación promedio sea menor de 0.02 mm (0.001") por minuto durante diez minutos consecutivos. Se leen los diales micrométricos a la conclusión de cada incremento de carga. (AASHTO T222-81)

Ejemplo de la obtención del Módulo de Balasto. A continuación, se realizará un ejemplo del cálculo de módulo de balasto con los datos presentados en la siguiente tabla, los mismos que corresponden al ensayo de carga estática realizado en la ABS 51+000 Km de la vía Salado Lentag.

Tabla N° 1-10. Hoja de registro de información de ensayo de carga de placa, AASHTO T222.

CARGA	Lectura de deformación (0,01mm)					V. Deform
(Kg)	0	5min	10min	15min	20min	(cm/min)
310	10	10				0.0001
	7	7				
	7	8				
411	14	16	16			0.0000
	11	13	13			
	12	15	15			
821	28	29	30	30		0.0000
	20	22	23	23		
	18	22	27	27		
1232	36	39	40			0.0001
	28	30	30			
	32	36	36			
1480	40	42	41	41		0.0001
	31	33	33	33		
	37	38	38	38		
1642	42	42	44	44		-0.0003
	34	35	36	40		
	39	39	39	39		
1847	38	39	40	41	42	0.0000
	41	42	43	44	45	
	40	41	42	43	44	

Fuente: Los autores (2018).

Para la realización del ejemplo de cálculo se obtendrá los valores de presión y deformación promedio de la lectura correspondiente al incremento de carga de 1480Kg, lo cual se replicará para cada uno de los demás incrementos de carga. Cabe anotar que este ensayo fue realizado con una placa normalizada de 30x30.

Como primer paso se calculó la presión ejercida para el incremento de carga de 1480Kg.

$$\sigma = \frac{1480 \text{ Kg}}{(30 \times 30) \text{ cm}^2}$$

$$\sigma = 1,644 \text{ Kg/cm}^2$$

Luego se obtiene los valores del asentamiento medio para cada uno de los incrementos de carga, de la última lectura de deflexiones correspondiente a este incremento de carga.

1480	40	42	41	41		0.0001
	31	33	33	33		
	37	38	38	38		

$$\varepsilon_{1480} = \frac{41 + 33 + 38}{3} \times 0,01mm$$

$$\varepsilon_{1480} = 0,3733mm$$

Se repetirá este proceso para cada uno de los incrementos de carga, y finalmente se obtiene el valor de la deflexión promedio total de las deflexiones promedios de cada carga.

$$\varepsilon = \frac{0,0833 + 0,1467 + 0,2667 + 0,3533 + 0,3733 + 0,4100 + 0,4367}{7}$$

$$\varepsilon = 0,2957mm$$

Tabla N° 1-11. Registro de información de ensayo de carga de placa, AASHTO T222.

CARGA	PRESIÓN	Lectura de deformación (0,01mm)					Deformacion	V. Deform.
(Kg)	Kg/cm2	0	5min	10min	15min	20min	media (mm)	(cm/min)
310	0.344	10	10				0.0833	0.0001
		7	7					
		7	8					
411	0.457	14	16	16			0.1467	0.0000
		11	13	13				
		12	15	15				
821	0.912	28	29	30	30		0.2667	0.0000
		20	22	23	23			
		18	22	27	27			
1232	1.369	36	39	40			0.3533	0.0001
		28	30	30				
		32	36	36				
1480	1.644	40	42	41	41		0.3733	0.0001
		31	33	33	33			
		37	38	38	38			
1642	1.824	42	42	44	44		0.4100	-0.0003
		34	35	36	40			
		39	39	39	39			
1847	2.052	38	39	40	41	42	0.4367	0.0000
		41	42	43	44	45		
		40	41	42	43	44		
		DEFLEXIÓN PROMEDIO (ε)					0.2957	

Fuente: Los autores (2018)

Teniendo la deflexión promedio total aplicamos la ecuación N° I-1 y obtenemos que el

k'_u es:

$$k'_u = \frac{69.0 \text{ KPa}}{0,2957 \text{ mm}}$$

$$k'_u = 233,33 \text{ Kpa/mm}$$

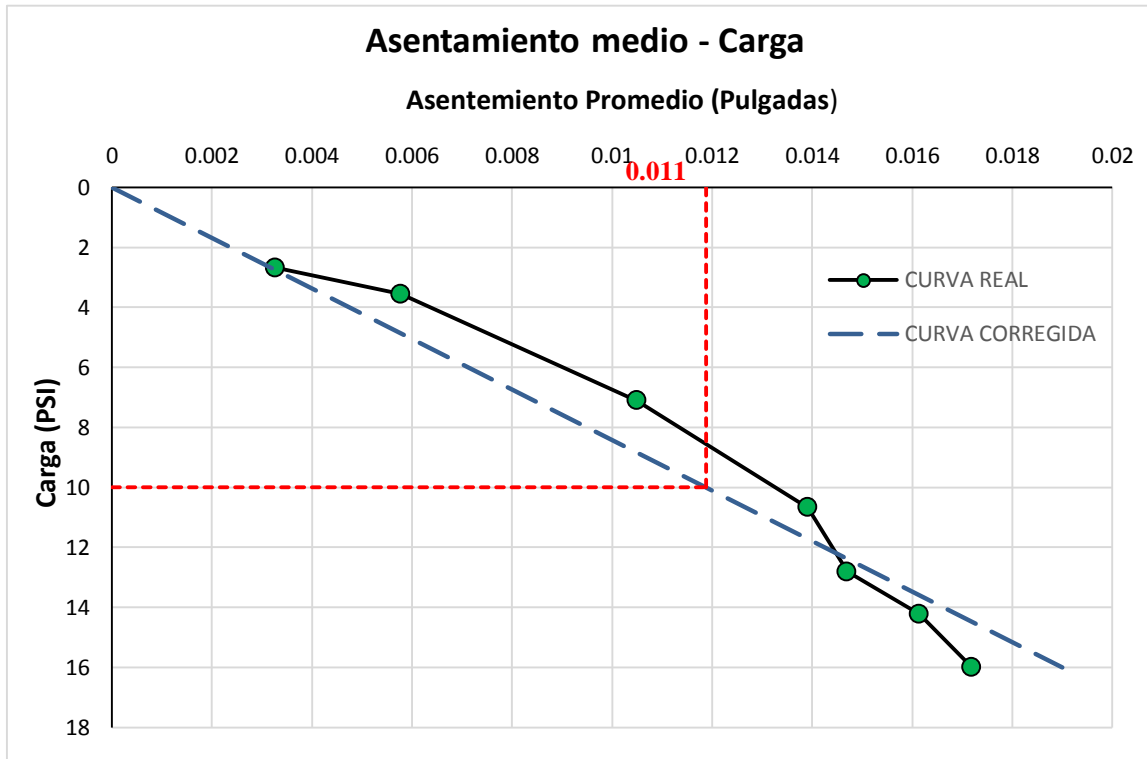
Dado que el modulo obtenido es mayor a 54,3KPa/mm se realiza la corrección del valor de balasto, dibujando necesariamente la curva carga-asentamiento considerando lo siguiente:

Generalmente, la curva de carga-deformación se aproximará a una línea recta entre las cargas unitarias de 69 y 207 kPa (10 y 30 psi). La corrección consiste en dibujar una línea recta, paralela a la porción recta de la curva dibujada, que pase por el origen. Para efectuar esta corrección, se requiere un adecuado criterio ingenieril. Si la curva no presenta una porción aproximadamente recta en toda su longitud, la corrección por línea recta, se basará en la inclinación promedio de la curva que pase al menos por tres puntos, escogidos en la zona de menor curvatura. (AASHTO T222-81, 2004).

Si se necesita una curva de carga-deformación, la deflexión promedio se obtiene de la curva corregida con una carga de 69 kPa (10 lb/pulg²). (AASHTO T222-81, 2004).

Considerando esto se obtiene la gráfica Asentamiento Medio VS Carga, y a continuación se realizará la corrección de la misma con los criterios anteriormente dichos, obtenemos un valor de asentamiento promedio igual a 0,0119pulg (0,03016cm) el cual corresponde al asentamiento para una carga de 10PSI en la curva corregida.

Ilustración N° 1-4. Gráfica de asentamiento vs carga, ensayo AASHTO T222.



Fuente: Los autores (2018).

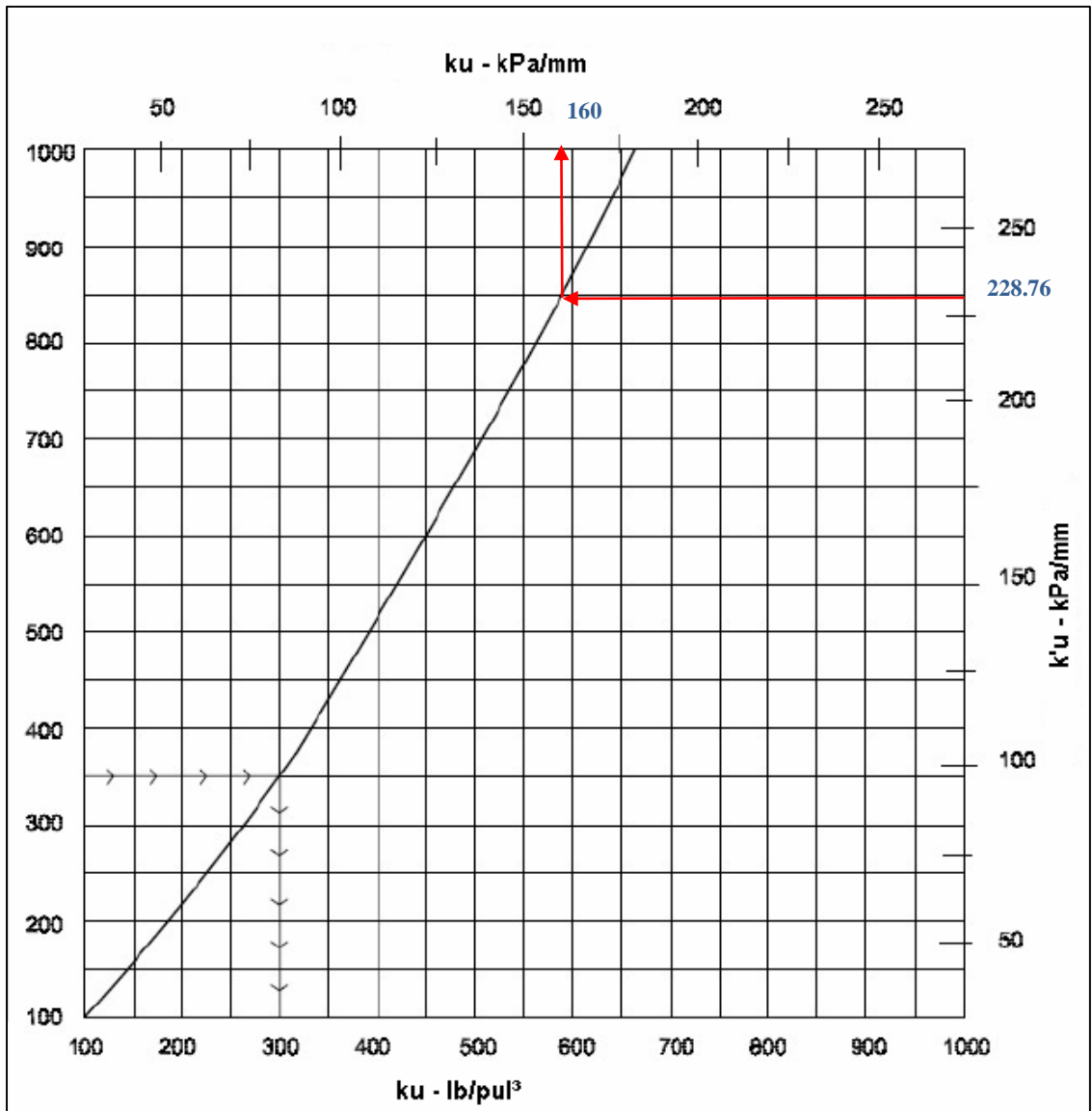
De donde el módulo de balasto corregido será obtenido con la ecuación aplicada anteriormente y el nuevo valor de asentamiento medio.

$$k'_u = \frac{69.0 \text{ KPa}}{0.3016 \text{ mm}}$$

$$k'_u = 228.76 \text{ Kpa/mm}$$

Ahora este valor obtenido debe ser corregido debido a la deformación de la placa ya que esta durante el ensayo tiende a generar un asentamiento mayor en el centro que en los bordes, esta corrección se la realizará con ayuda de ábacos presentado a continuación.

Ilustración N° 1-5. Corrección de $k'u$ por flexión de la placa AASHTO T222-81,2004



Fuente: (American Association of State Highway and Transportation Officials, 1981)

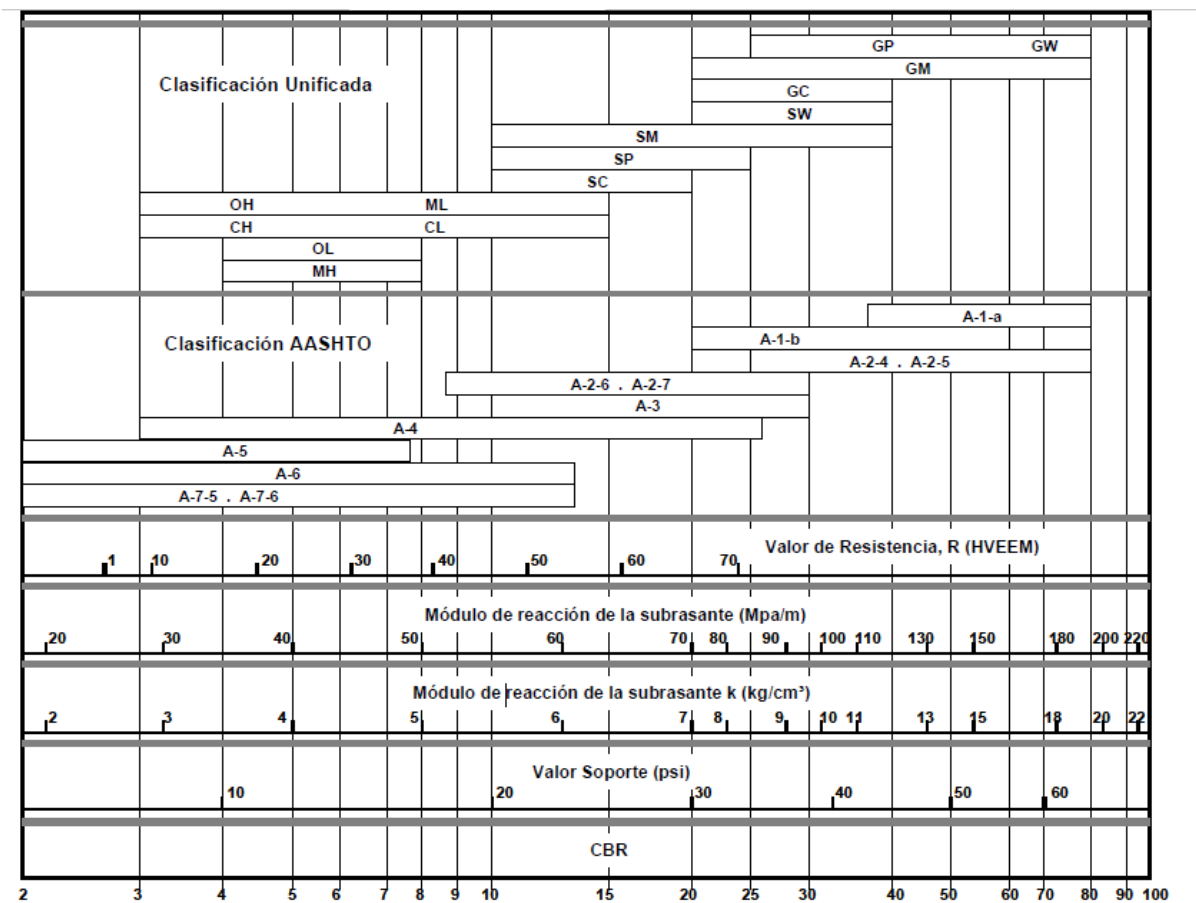
Teniendo así un módulo de balasto final “ K_u ” igual a **160KPa/mm**.

Correlación del Módulo de Balasto. Dado que las pruebas para la obtención del módulo de reacción del suelo (módulo de balasto) mediante el ensayo de placa, demanda de tiempo y costos elevados, normalmente se obtiene el módulo de balasto mediante

correlaciones con resultados de ensayos más simples como el CBR, así como clasificación del suelo por el método unificado como por el método AASHTO.

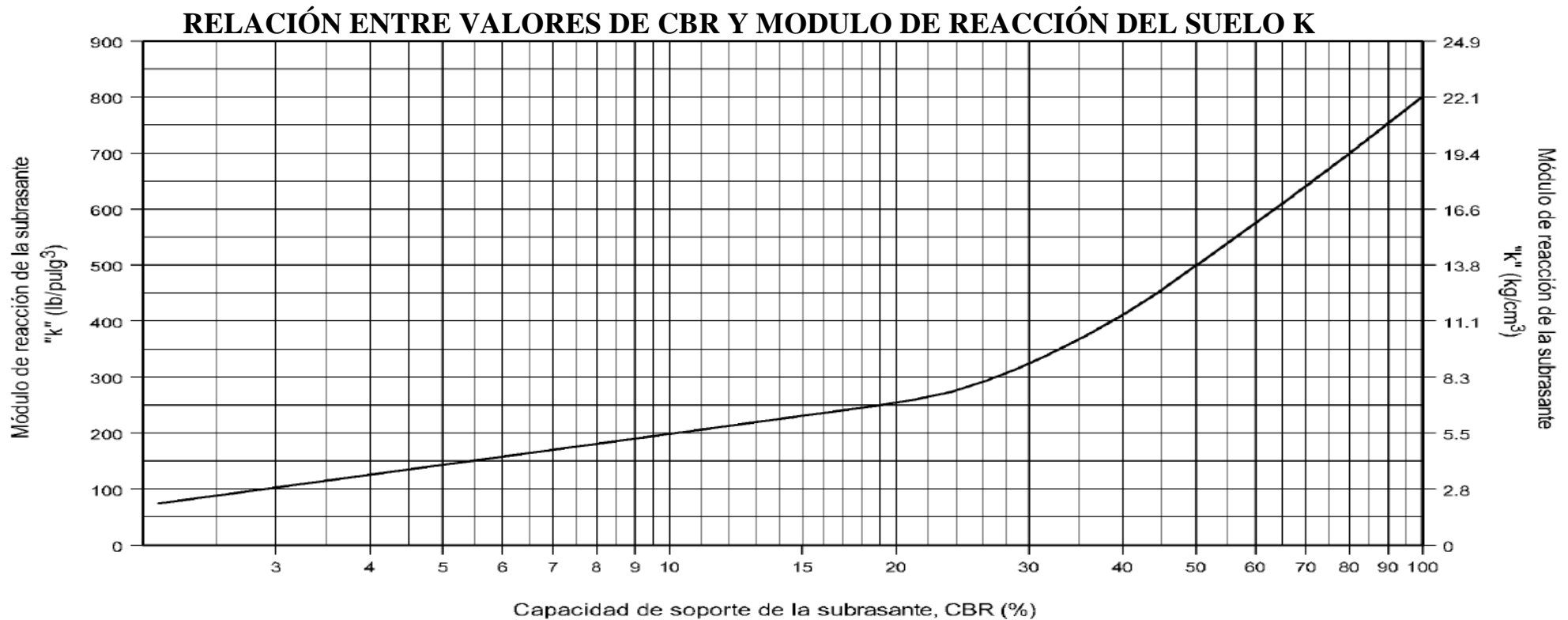
En las siguientes graficas se muestra las corelaciones entre CBR y K que han sido adoptadas por los distintos institutos encargados de el diseño de pavimentos, la primera grafica es utilizada para el metodo AASHTO 93, mientras que la segunda es adoptada para el diseño de pavimentos por el metodo PCA (Portland Cement Association)

Ilustración N° 1-6. Ábaco de correlaciones entre parámetros CBR y Balasto (K).



Fuente: Método AASHTO 93 para el diseño de pavimentos rígidos.

Ilustración N° 1-7. Figura de correlaciones entre parámetros CBR y Balasto (K)



Para CBR < 10%, $K(\text{Kg/cm}^3) = 0.25 + 5.15 \cdot \text{Log}(\text{CBR}\%)$, $K(\text{Lb/pulg}^3) = 36.05 \cdot K(\text{Kg/cm}^3)$, $K(\text{Kg/cm}^3) = 0.02768 \cdot (\text{Lb/pulg}^3)$

Para CBR \geq 10%, $K(\text{Kg/cm}^3) = 4.51 + 0.89[\text{Log}(\text{CBR}\%)]^{4.34}$, $K(\text{MPa/m}) = 46 + 9.08[\text{Log}(\text{CBR}\%)]^{4.34}$

Fuente: Portland Cement Association. Concrete pavement design. 1951.

Cono Dinámico de Penetración (DCP). Se trata de un ensayo realizado IN SITU con la ayuda del dispositivo de Cono de penetración, se utiliza por la facilidad y practicidad respecto a los ensayos convencionales en campo, sirviendo como una herramienta útil y confiable, siempre que se realice un adecuado uso e interpretación de dicho ensayo, entonces el ensayo DCP trata de lo siguiente:

El Ensayo DCP mide la penetración dinámica provocada por golpe, representando la resistencia al corte IN SITU de los materiales, por lo tanto, el ensayo es indicado para evaluar la resistencia del material en el sitio, y bajo las condiciones existentes, este ensayo se rige bajo la normativa ASTM D 6951, El ensayo DCP utiliza un martillo de 8 Kg, pero se permite el uso del martillo de 4.6 Kg, en caso de suelos muy blandos, donde el Martillo de 8Kg produzcan penetración excesiva, el dispositivo utilizado en el ensayo DCP será empleado para determinar la propiedad del material en sitio hasta una profundidad de 1000 mm,

En síntesis, el procedimiento de ensayo es el siguiente:

- Se debe revisar y preparar el suelo previamente al ensayo, dejando limpia el área en donde se va a realizar el ensayo, sin afectar las condiciones del terreno, es decir sin excavar bajo el nivel previsto como subrasante.
- Se debe verificar el equipo, ajustando todas las juntas, verificar además que no exista en excesivo desgaste en la varilla o el cono.
- Se coloca el Cono DCP verificando su verticalidad, se lleva el martillo del dispositivo hasta el tope superior, y se deja caer sin proporcionarle fuerza. Se debe

registrar la penetración total para un determinado número de golpes o la penetración por cada golpe, el formato de registro de datos es el siguiente:

Tabla N° 1-12. Formato de hoja de registro de datos de ensayo DCP.

Proyecto: Carretera Servicio Forestal				Fecha: Julio 7 /2001			
Localización: Estación 30+50				Personal: JLS y SDT			
Profundidad del punto cero bajo la superficie: 0				Peso del martillo: 8 kg			
Clasificación del material: GW/CL				Tiempo: Predicción 25° C			
Condición del pavimento: No aplica				Nivel freático: desconocido			
1	2	3	4	5	6	7	8
Número de golpes A	Penetración acumulada ^B (mm)	Penetración entre lecturas ^C (mm)	Penetración por golpe ^D (mm)	Factor del martillo ^E	Índice PDC ^F mm/golpe	CBR % ^G	Humedad (%) ^H
0	2	--	--	--	--	--	
5	25	25	5	1	5	50	
5	55	30	6	1	6	40	
15	125	70	5	1	5	50	
10	175	50	5	1	5	50	
5	205	30	6	1	6	40	
5	230	25	5	1	5	50	
10	280	50	5	1	5	50	
5	310	30	6	1	6	40	
5	340	30	6	1	6	40	
5	375	35	7	1	7	35	
5	435	60	12	1	12	18	

A - Número de golpes de 1 martillo entre lecturas

B - Penetración acumulada luego de cada serie de golpes

C - Diferencia de penetración acumulada (nota B) entre lecturas

D - Nota C / Nota A

E - Colocar "1" si el martillo es de 8 kg y "½" si el martillo es de 4.6 kg

F - Nota D x Nota E

G - De la correlación entre el CBR y el índice PDC

H - Porcentaje de agua (cuando se disponga del dato)

Fuente: American Society for Testing and Materials ASTM D-6951 (2009).

- Para la lectura inicial en caso de capa superficial se debe asentar el dispositivo de tal manera que la parte más ancha del cono se encuentre a nivel de la superficie del material a ensayar, y se toma la lectura de la varilla graduada

La lectura inicial bajo una capa ligada se debe ejecutar después de realizar un orificio hasta 10 o 20 mm sobre la capa ensayada con un extractor de núcleos, y posteriormente se coloca el dispositivo al nivel de la superficie a ensayar y se toma la lectura inicial.

De tratarse de ensayo sobre pavimentos con sellos ligados delgados se debe empujar el cono a través del sello hasta llevar el nivel cero del cono al mismo nivel de la superficie a ensayar.

- El ensayo continúa ascendiendo el martillo hasta que establezca contacto con la manija, y se le permite la caída libre del martillo, y se continúa con el registro de datos, anotando los datos reales del ensayo en la columna A correspondiente al número de golpes, y en la columna B correspondiente a la penetración acumulada de la Tabla N° 1-12 anteriormente presentada.

Impedimento de la utilización del DCP. - El ensayo se limita a su interrupción cuando se encuentra agregados de gran tamaño (Partículas mayores a 50 mm) o estratos de roca que provoca que la penetración resulte imposible, por ello si después de realizar 5 impactos con el martillo la penetración para esos impactos es menor a 2mm, o si la manija sufre deflexión debe detenerse la prueba y mover el dispositivo a otro punto de ensayo. El dispositivo del ensayo DCP no se puede utilizar en materiales altamente estabilizados o cementados, si puede ser utilizado en materiales por debajo de una capa altamente estabilizada realizando previamente un agujero de acceso.

A continuación, se presenta un ejemplo del ensayo DCP.

Tabla N° 1-13. Datos de ensayo DCP.

Número de Golpes A	Penetración Acumulada (mm) B	Penetración entre lecturas (mm) C	Penetración por golpe (mm) D	Factor del martillo E	Índice DCP (mm/golpe) F	CBR (%) G	Humedad (%) H
0	30	-	-	-	-	0	
1	37	7	7	1	7	33	
1	43	6	6	1	6	39	
1	48	5	5	1	5	48	
1	55	7	7	1	7	33	
1	60	5	5	1	5	48	
1	65	5	5	1	5	48	
2	75	10	5	1	5	48	
2	84	9	5	1	5	54	
2	95	11	6	1	6	43	
2	105	10	5	1	5	48	
3	117	12	4	1	4	62	
3	134	17	6	1	6	42	
3	156	22	7	1	7	31	
2	181	25	13	1	13	17	
1	198	17	17	1	17	12	
1	219	21	21	1	21	10	
1	240	21	21	1	21	10	
1	262	22	22	1	22	9	
1	283	21	21	1	21	10	
1	304	21	21	1	21	10	
1	325	21	21	1	21	10	
1	347	22	22	1	22	9	
1	370	23	23	1	23	9	
1	395	25	25	1	25	8	
1	417	22	22	1	22	9	
1	438	21	21	1	21	10	
1	464	26	26	1	26	8	
1	485	21	21	1	21	10	
1	506	21	21	1	21	10	
1	530	24	24	1	24	8	

Fuente: Los Autores (2018)

De la tabla anteriormente indicada se tiene el desarrollo por columnas.

Columna A, corresponde al número de golpes reales registrados.

Columna B, Se registra la penetración acumulada correspondiente para cada lectura.

Columna C, corresponde a la penetración entre lecturas es la diferencia de la penetración acumulada registrada y la penetración inmediatamente anterior registrada.

Columna D, corresponde a la penetración por golpe es la división entre la penetración entre lecturas y el número de golpes, es decir la relación entre los datos de la columna C para la columna A.

Columna E, corresponde al factor de martillo, el cual adquiere un valor de 1 para el martillo de 8 Kg, y de 2 para el martillo de 4.6 Kg.

Columna F, corresponde al valor del Índice DCP se obtiene con el producto de Penetración por golpe (mm/h) y el factor de martillo.

Columna G, corresponde al valor del CBR in situ para el material ensayado, obtenido con las correlaciones que se indican a continuación:

Las correlaciones presentadas por el cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos son las siguientes:

- Para Todo tipo de suelo excepto aquellos que califiquen como CL con CBR menor a 10, ni tampoco suelos calificados como CH.

$$CBR = \frac{292}{DCP^{1.12}}$$

- Para suelos tipo CL. Con $CBR < 10\%$.

$$CBR = \frac{1}{(0.017019 * DCP)^2}$$

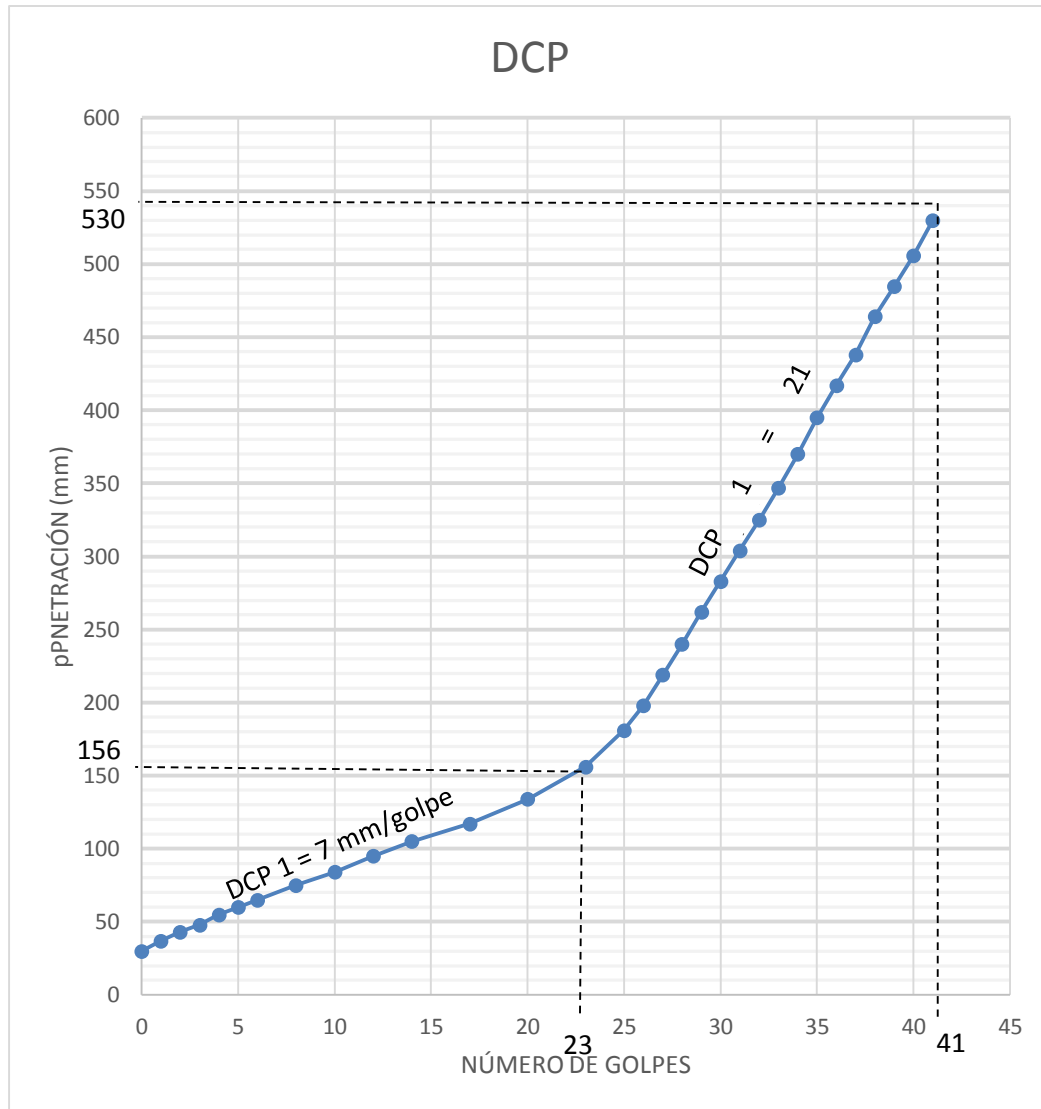
- Para Suelos tipo CH.

$$CBR = \frac{1}{0.002871 * DCP}$$

Columna H, corresponde al valor de la humedad, la cual se registrará de contarse con el dato.

El análisis por capas se realiza realizando el gráfico de Número de golpes acumulados, vs penetración, y observando el punto de inflexión ya que allí se trata de un cambio de estrato en el material ensayado.

Ilustración N° 1-8. Gráfica de Número de golpes DCP vs Penetración.



Para el Cálculo de CBR, de cada capa se utilizará una de las ecuaciones anteriormente descritas, la correspondiente para cualquier tipo de suelo, la cual es:

$$CBR = \frac{292}{DCP^{1.12}}$$

El valor DCP para el estrato superior es de 7 mm/golpes, resultando:

$$CBR_1 = \frac{292}{7^{1.12}}$$

$$CBR_1 = 34.2 \%$$

El valor DCP para el estrato inferior es de 21 mm/golpes, resultando:

$$CBR_2 = \frac{292}{21^{1.12}}$$

$$CBR_2 = 9.8 \%$$

Dependerá del profesional el considerar que valor de CBR se tomará como representativo, dependiendo de condiciones particulares de cada suelo en estudio, y se debe utilizar una adecuada ecuación, dependiendo el tipo de suelo que se tenga en campo.

1.3.1.2.6. Trabajos de laboratorio.

Son aquellos trabajos que utilizan las muestras obtenidas en la etapa de muestreo, y se someten a ensayos para determinar propiedades que sean representativas del material existente en Campo, las propiedades que interesan en la exploración de la subrasante son de tres tipos, Propiedades físicas y propiedades mecánicas, para lo cual se tienen los ensayos presentados a continuación.

- **Ensayos Físicos.** Este tipo de ensayos tienen como objetivo caracterizar el material, definiendo propiedades que son particulares de cada suelo, y dichas

propiedades definen el comportamiento del material, los ensayos físicos son los siguientes:

Tabla N° 1-14. Normativa ASTM para ensayos correspondientes.

Ensayo (Propiedad a determinar)	Normativa
Granulometría por tamizado	ASTM D-422.
Clasificación AASHTO	ASTM D-3282
Clasificación SUCS	ASTM D-2487
Límite Líquido	ASTM D-4318
Límite Plástico	ASTM D-4318
Índice de expansión suelos cohesivos	ASTM D-4546

Fuente: Los Autores (2019).

Con dichos ensayos se determinan propiedades del suelo, que evalúan el potencial del suelo para poder ser utilizado en las diferentes unidades de obra como (Subbases, bases).

Las propiedades obtenidas de dichos ensayos son las siguientes:

- a) Granulometría. Esta propiedad del material determina el adecuado acomodo que tendrán las partículas, ya que una proporcionada distribución de partículas gruesas y partículas finas le proporcionarán mejores características al suelo en cuestión.
- b) Clasificación AASHTO. Se refiere a la caracterización utilizada para suelos y agregados para construcción de carreteras.
- c) Clasificación SUCS. Se refiere a la caracterización denominada como Sistema unificado de clasificación se suelos.
- d) Límite líquido. Los límites de consistencia son fundamentales para interpretar el comportamiento del material fino de un suelo, este relacionado a la compresibilidad de un suelo.

e) Límite Plástico. Es igual un indicador directo de la compresibilidad del suelo, siendo este un problema presente en la implantación de una carretera, ya que en suelos cohesivos varían su volumen representativamente en función de la humedad.

f) Índice de expansión de suelos cohesivos. Los suelos de este tipo se expanden o contraen dependiendo del contenido de humedad en el que se encuentren, lo cual produce cambios volumétricos significativos, lo cual en estructuras de carreteras provocan agrietamientos.

- **Ensayos Mecánicos dinámicos.** Este tipo de ensayos tienen como objetivo determinar el comportamiento que tendría el material frente a repeticiones de carga, tratando de asemejar las condiciones a las que va a estar sometido el suelo, por las repeticiones de carga provenientes del tránsito.

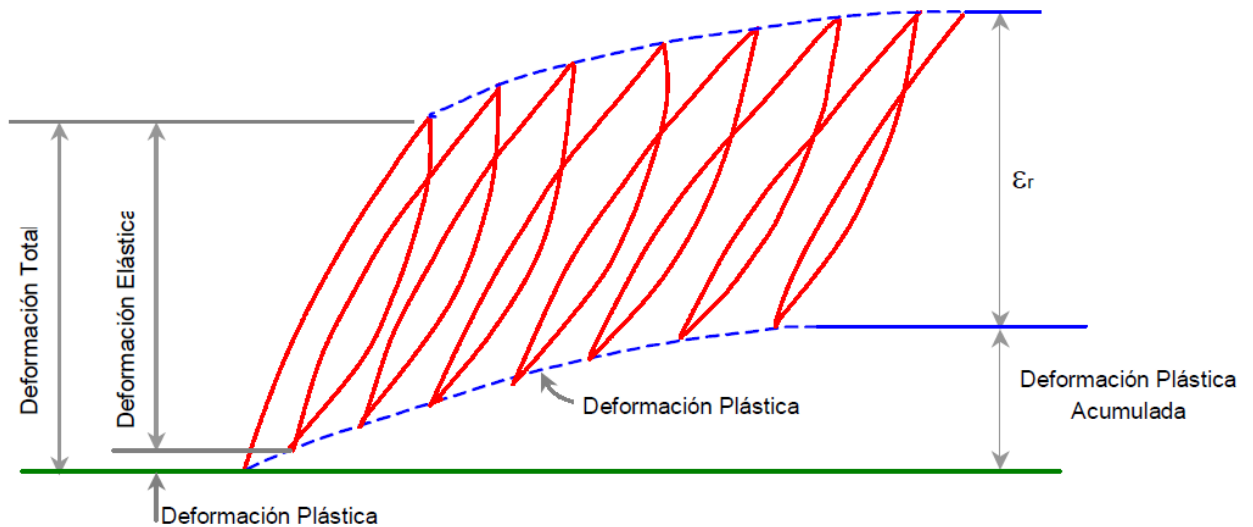
Ensayo Triaxial Cíclico. Se realiza mediante la aplicación de cargas repetidas en probetas cilíndricas, probetas que deben ser talladas de muestras inalteradas, y deberán ser ensayadas luego de proporcionarles condiciones que representen a las condiciones que se estima existirán en el lugar, el procedimiento detallado de este ensayo está Normado en la AASHTO T 292, Este ensayo proporciona como resultado el Módulo Resiliente del suelo.

Módulo Resiliente. Representa la relación entre el esfuerzo y la deformación recuperable del material, el valor de módulo resiliente es utilizado para calcular la respuesta mecánica de las estructuras de pavimentos. El módulo resiliente representa la caracterización del material en respuesta a cargas cíclicas que simulan el paso del

tráfico, ya que generalmente los problemas en un pavimento se producen antes de que este llegue al esfuerzo máximo de corte, fallando por fatiga del material.

El comportamiento que presenta la deformación de materiales no ligados, frente a repeticiones de carga es la indicada a continuación.

Ilustración N° 1-9. Deformaciones en un material por cargas cíclicas.



Fuente: (Pavement Analysis and Desing, 2004).

La deformación elástica permanente se denomina deformación resiliente, y el módulo resiliente es la relación entre el esfuerzo desviador requerido para generar esta deformación.

$$Mr = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\epsilon_r} = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r}$$

Donde:

Mr= Módulo resiliente.

σ_1 = esfuerzo principal mayor.

σ_2 = esfuerzo principal menor.

σ_d = esfuerzo desviador.

ϵ_r = deformación axial resiliente.

El procedimiento del ensayo es el siguiente:

- Se prepara las muestras, tomando una cantidad de 12.0 Kg, la cual se la deja secar en horno a 60 °C durante toda la noche.
- Se debe preparar una muestra con la cantidad de humedad semejante a la que se tiene en sitio, por lo cual a la muestra se le agrega % de agua en masa, para llegar a la humedad requerida.
- Se prepara el molde cubriéndolo con una membrana de látex en el interior, y utilizando una bomba de vacío se extrae el aire contenido, proporcionando una presión de vacío de 7KPa.
- Se coloca en el molde la cantidad en masa requerida para que tenga la misma densidad que en sitio, el molde se acomoda en base de la cámara triaxial, colocando una piedra porosa sobre ella.
- Se coloca la mezcla dividiéndola en seis capas, para compactar, se compacta tal que tenga 1/6 de la altura total del molde, para en seis capas llegar a la altura total, con fin de alcanzar la densidad en sitio, finalizado se escarifico la superficie.

- Se afloja la abrazadera del molde y se retira, colocándola en la cámara de triaxial.
- Se coloca la celda de carga sobre la muestra.
- Para comenzar el ensayo se aplica una presión de confinamiento de 103.4 kPa a la cámara triaxial. Debido a que el vástago debe tener un contacto positivo con la muestra se aplica un esfuerzo de contacto equivalente al 10% del esfuerzo axial máximo.
- Se ajusta la presión que se transmitirá al actuador neumático, para aplicar el esfuerzo cíclico correspondiente a la secuencia de acondicionamiento. En esta secuencia se aplican 500 repeticiones de un esfuerzo máximo de 103.4 kPa, incluyendo el esfuerzo de contacto inicial; si la muestra se sigue deformando después de las 500 repeticiones, se aplicarán 500 más. Las secuencias a seguir con las cargas correspondientes aplicadas a la muestra y el número de repeticiones para cada una se indican en la siguiente Tabla.

Tabla N° 1-15. Secuencias de carga para ensayo triaxial cíclicos.

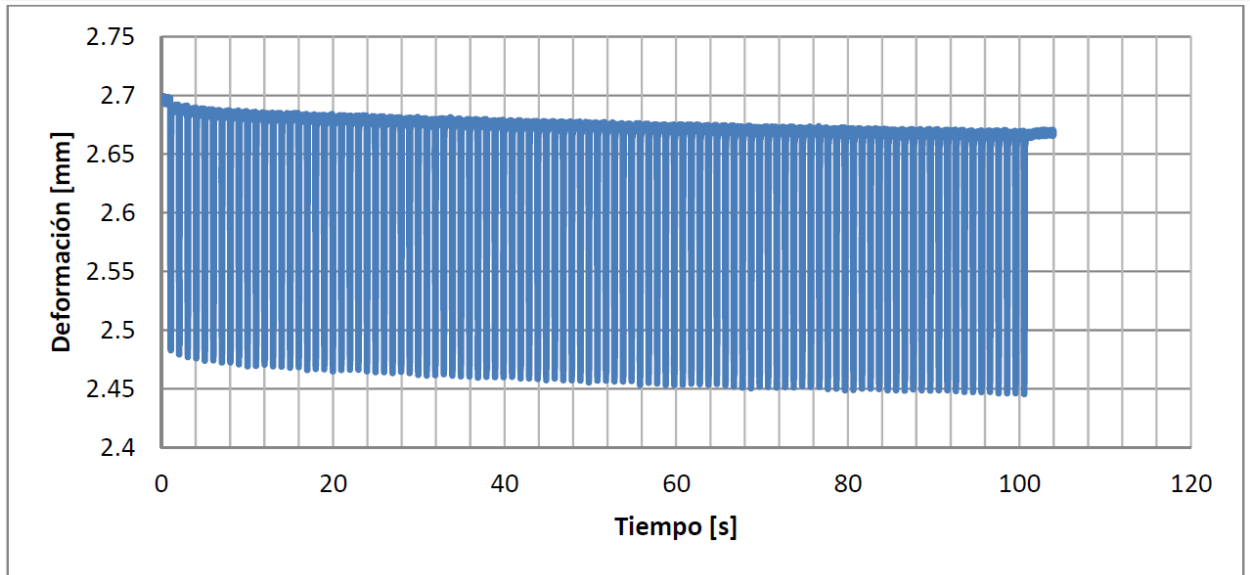
Secuencia No.	Presión de Confinamiento S_3		Carga Axial Máx. S_{max}		Carga cíclica $S_{cíclica}$		Carga de contacto $0.1S_{max}$		No. De Aplicaciones de carga
	kPa	psi	kPa	psi	kPa	psi	kPa	psi	
0	103.4	15	103.4	15	93.1	13.5	10.3	1.5	500 - 1000
1	20.7	3	20.7	3	18.6	2.7	2.1	0.3	100
2	20.7	3	41.4	6	39.3	5.7	2.1	0.3	100
3	20.7	3	62.1	9	60.0	8.7	2.1	0.3	100
4	34.5	5	34.5	5	31.0	4.5	3.4	0.5	100
5	34.5	5	68.9	10	65.5	9.5	3.4	0.5	100
6	34.5	5	103.4	15	100.0	14.5	3.4	0.5	100
7	68.9	10	68.9	10	62.1	9.0	6.9	1.0	100
8	68.9	10	137.9	20	131.0	19.0	6.9	1.0	100
9	68.9	10	206.8	30	199.9	29.0	6.9	1.0	100
10	103.4	15	68.9	10	58.6	8.5	10.3	1.5	100
11	103.4	15	103.4	15	93.1	13.5	10.3	1.5	100
12	103.4	15	206.8	30	196.5	28.5	10.3	1.5	100
13	137.9	20	103.4	15	89.6	13.0	13.8	2.0	100
14	137.9	20	137.9	20	124.1	18.0	13.8	2.0	100
15	137.9	20	275.8	40	262.0	38.0	13.8	2.0	100

Fuente: (American Association of State Highway and Transportation Officials, 1997)

- El ensayo se continua hasta alcanzar el criterio de falla. Al ocurrir la falla, se retira la muestra del marco y se toma una muestra para realizar un ensayo de contenido de agua que sirva de comprobación.
- Los resultados arrojados por el software de la máquina de ensayo ser procesan para obtener el módulo resiliente, el cual se analiza las secuencias presentadas para determinar la regresión que corresponda a los datos.

El gráfico de los datos tiene la siguiente estructura.

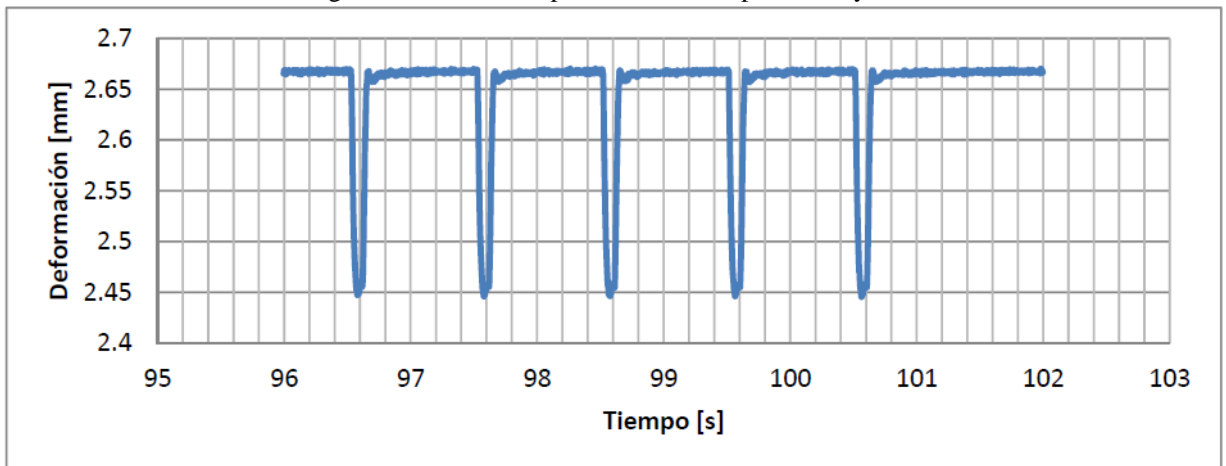
Ilustración N° 1-10. Gráfica deformación producida vs tiempo en ensayo Triaxial cíclico.



Fuente: Los autores (2018).

Lo cual a detalle de los últimos ciclos se aprecia de la siguiente manera.

Ilustración N° 1-11. Extracto gráfica deformación producida vs tiempo en ensayo Triaxial cíclico.



Fuente: Los autores (2018).

El módulo resiliente se obtiene con la siguiente ecuación.

$$Mr = k_1 * \theta^{k_2}$$

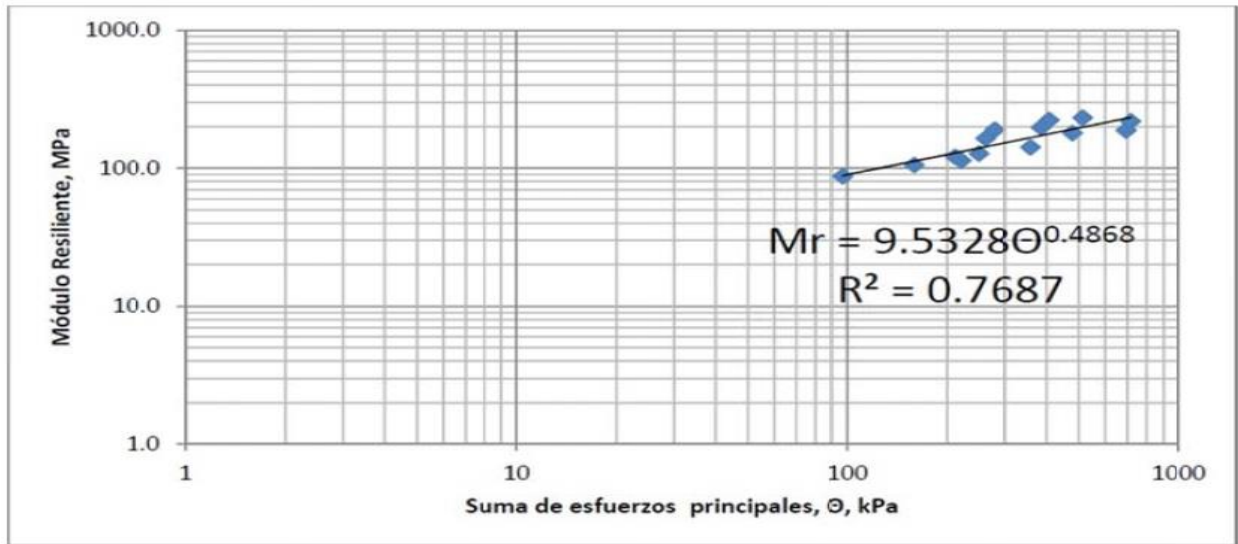
Donde:

M_r = Módulo resiliente.

k_1, k_2 = Constantes de regresión.

Graficando el módulo resiliente vs esfuerzos principales para los últimos ciclos se obtiene

Ilustración N° 1-12. Gráfica de esfuerzos principales vs módulo de resiliencia.



Fuente: Los autores (2018).

El módulo resiliente se obtiene con la siguiente ecuación.

$$M_r = 9.5358 (962)^{0.4868}$$

$$M_r = 270 \text{ MPa}$$

Donde el valor de 962 KPa corresponde al esfuerzo principal.

Existen además correlaciones presentadas por el AASHTO en sus guías de diseño de pavimentos para determinar el MR, en función del CBR, los cuales son:

$$M_r = 2555 * CBR^{0.61} \quad \text{Para } CBR > 10\% \text{ (psi)}$$

$$M_r = 1500 * CBR \quad \text{Para } CBR \leq 10\% \text{ (psi)}$$

- **Ensayos Mecánicos estáticos.** Este tipo de ensayos tienen como objetivo determinar el comportamiento que tendría el material frente a las solicitaciones que soportara el suelo, solicitaciones que siempre estarán presentes como la masa propia de la estructura, carga debida al tránsito.

Ensayo CBR de suelos en laboratorio. Este ensayo determina el Valor del soporte del Suelo, el cual representa la resistencia al corte del suelo en condiciones de humedad y densidad controladas, un alto valor de CBR representa una mejor calidad del suelo frente a esfuerzos que pudiesen presentarse, el valor soporte del suelo es la relación entre la carga suministrada y la penetración provocada. El procedimiento del ensayo está definido en la Norma (ASTM D-1883).

El ensayo surge como busca de determinar una propiedad que represente el comportamiento ingenieril que tendrá el material, debido a que el ensayo de compactación no basta por sí solo, ya que suelos diferentes se constituyen de diversas partículas, y tendrán comportamientos diferentes, aunque ambos alcancen densidades máximas. Entonces el ensayo CBR como tal determinará la capacidad soporte del suelo para condiciones de compactación especificadas. El valor CBR se obtiene de la relación

de la carga unitaria necesaria para penetrar una muestra de suelo compactada respecto a la carga unitaria patrón requerida para obtener la misma profundidad de penetración. Para realizar el ensayo CBR en laboratorio es necesario realizar el Ensayo de compactación, del cual se desarrollará a continuación.

Ensayo de Compactación. El ensayo de compactación en laboratorio tiene como objetivo determinar la curva de compactación para una determinada energía de compactación, en donde dicha gráfica nos proporciona el contenido de humedad óptimo para alcanzar una densidad seca máxima, es decir se determina la cantidad de agua necesaria para el utilizar al compactar el suelo, y que este obtenga su densidad máxima, la cantidad de agua influye en la parte de finos que contenga el suelo, dependiendo de la energía suministrada el ensayo de compactación se clasifica en:

Proctor estándar. Este ensayo se rige en la normativa ASTM D-698, y consiste secar y tamizar la muestra del suelo por el tamiz N°4, de lo cual se toma una porción representativa del suelo, cuya masa aproximada de 3 Kg de suelo y agregar agua para compactar dentro de un molde de 944 cm³, en tres capas proporcionando con el martillo de compactación 25 golpes por cada capa, donde el peso del martillo es de 24.5 N, y su altura de caída de 30.5 cm.

La energía nominal de compactación resulta de la siguiente ecuación.

Energía nominal de compactación

$$= \frac{N^{\circ} \text{ de golpes} * N^{\circ} \text{ de capas} * W_{\text{MARTILLO}} * H_{\text{CAIDA}}}{V_{\text{MOLDE}}}$$

$$\text{Energía nominal de compactación} = \frac{25 * 3 * \frac{24.5}{1000} \text{KN} * \frac{30.5}{100} \text{m}}{\frac{944}{100^3} \text{m}^3}$$

$$\text{Energía nominal de compactación} = 593.7 \frac{\text{KNm}}{\text{m}^3}$$

Donde:

Nº de golpes: Número de golpes suministrado por capa.

Nº de capas: Número de capas compactadas por probeta ensayada.

W_{MARTILLO}: Peso del martillo (KN).

H_{CAÍDA}: Altura de caída del martillo (m).

V_{MOLDE}: Volumen del molde en (m³).

Proctor Modificado. Este ensayo surge como debido a la demanda de carreteras que soporten cargas mucho más altas, se rige en la normativa ASTM D-1557, y la metodología de este es similar a la del ensayo Proctor estándar, el martillo tiene un peso de 44.48 N, y una altura de caída de 45.72 cm, su energía de compactación es mayor que para el proctor estándar. El método es aplicable únicamente para suelos cuyas partículas mayores a 19 mm, no superan el 30 % en masa, y de suelos que no hayan sido compactados previamente. Para este ensayo existen tres métodos para la ejecución del ensayo, y se debe utilizar el método indicado para el material a ensayar, los métodos son los siguientes.

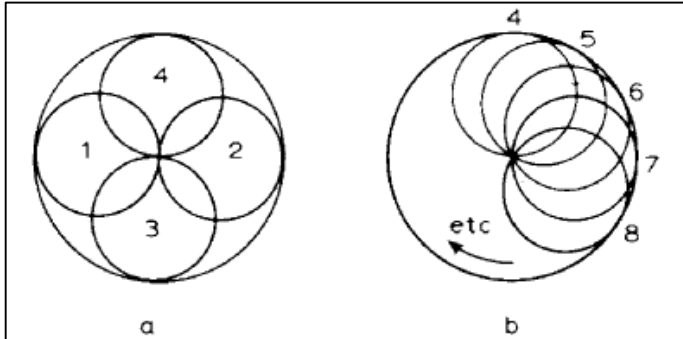
MÉTODO A. Consiste en compactar la muestra en un molde de 101.6 mm de diámetro en 5 capas, proporcionando 25 golpes por capa, aplicable para materiales que pasen el Tamiz N°4 de 4.75mm. aplicable para material cuyas partículas quedan retenidas en el tamiz N°4, en un 25% o menos de la cantidad total, se requiere una muestra de 16 Kg, para este método.

MÉTODO B. Consiste en compactar la muestra en un molde de 101.6 mm de diámetro en 5 capas, proporcionando 25 golpes por capa, aplicable para materiales que pasen el Tamiz 3/8'' (9.5 mm), aplicable para material cuyas partículas quedan retenidas en el tamiz 3/8'', en un 25% o menos de la cantidad total, se requiere una muestra de 16 Kg, para este método.

MÉTODO C. Consiste en compactar la muestra en un molde de 152.4 mm de diámetro en 5 capas, proporcionando 56 golpes por capa, aplicable para materiales que pasen el Tamiz 3/4'' (19.0 mm). aplicable para material cuyas partículas quedan retenidas en el tamiz 3/4'', en un 30% o menos de la cantidad total.

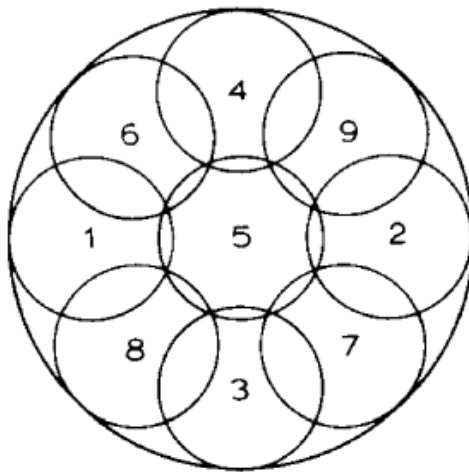
Los impactos de los golpes deben seguir un patrón, el cual depende del método que se aplique, como se indica a continuación:

Ilustración N° 1-13. Patrón de impactos para la compactación en molde de 101.6 mm, método A, y método B, respectivamente.



Fuente: (American Society for Testing and Materials, 2012)

Ilustración N° 1-14. Patrón de impactos para la compactación en el molde de 152.4 mm, para el método C.



Fuente: (American Society for Testing and Materials, 2012)

En cuanto al procedimiento del ensayo es el siguiente:

- Se debe preparar la muestra, dependiendo si es por vía húmeda o vía seca, la segunda utilizada cuando el material está demasiado húmedo para desmenuzarse, para la preparación vía húmeda se procede sin secado previo se debe pasar por el tamiz que corresponda según el método a utilizar. En caso de vía seca el suelo se procede al

secado al aire y desmenuzado pasándolo por el tamiz que corresponda, según el método requerido.

- Se deben preparar muestras al menos cuatro muestras con humedades que abarquen la humedad óptima estimada, y luego se eligen humedades con variaciones del 2-4% buscando que dos de ellas sean superiores y dos inferiores a la humedad óptima estimada, toma una muestra representativa de 2.3 Kg por submuestra cuando se trata de método A o B, y 5.9 Kg por submuestra cuando se trata del método C.
- Determinar el peso y volumen del molde (Peso del molde sin base ni collarín).
- Colocar el suelo en el molde para compactar en 5 capas, proporcionando el número de golpes por capa correspondientes al método utilizado, donde la superficie de la última capa debe quedar 6mm sobre la altura del molde para poder enrazar, si queda bajo la altura del molde, o a más de 6 mm sobre la altura de molde se debe repetir el ensayo.
- Después se debe retirar el collar, enrasar, pesar el molde con el suelo compactado.
- Extraer una muestra representativa de suelo para determinar el contenido de humedad.
- Se debe repetir la cantidad de ensayos tal que la densidad empiece a disminuir conforme se aumenta el contenido de humedad.

Obtenido la cantidad de humedad y la densidad seca correspondiente se procede a dibujar la curva de compactación.

Los datos del ensayo de compactación tomados tienen como resultados directos la humedad y la densidad húmeda para cada ensayo realizado, para en base a ello determinar la densidad seca, y realizar la gráfica de Humedad vs Densidad.

Entonces a continuación se presenta los datos para calcular la densidad húmeda.

Tabla N° 1-16. Datos de ensayo de compactación, para obtener la densidad húmeda.

Muestra N°	1	2	3	4	5	6
Agua aumentada %	0	2	4	6	8	10
W Peso del suelo húmedo + molde (g)	5554	5619	5685	5725	5730	5695
W_M Peso del molde (g)	4164	4164	4164	4164	4164	4164
W_T Peso del suelo húmedo (g)	1390	1455	1521	1561	1566	1531
V Volumen del molde cm³	939	939	939	939	939	939
γ_T Densidad húmeda (g/cm³)	1.48	1.55	1.62	1.66	1.67	1.63

Fuente: Los Autores (2018).

En donde los recuadros resaltados representan datos tomados de laboratorio durante el ensayo, los cálculos se indican a continuación:

- *Peso del suelo Húmedo (W_T).* – Resulta de restarle el peso del molde al peso de la muestra incluida el molde.

$$W_T = W - W_M$$

$$W_T = 5554 \text{ g} - 4164 \text{ g}$$

$$W_T = 1390 \text{ g}$$

- *Densidad Húmeda (γ_T).* – Relación de masa húmeda para volumen del tarro.

$$\gamma_T = \frac{W_T}{V}$$

$$\gamma_T = \frac{1390 \text{ g}}{939 \text{ cm}^3}$$

$$\gamma_T = 1.480 \frac{g}{cm^3}$$

La segunda parte corresponde al cálculo de la humedad (Procedimiento descrito en la Normas ASTM D-2216), para cada muestra ensayada, cuyos datos son:

Tabla N° 1-17. Datos de ensayo de compactación, para obtener la humedad de las muestras.

	Muestra N°	1		2		3		4		5		6	
-	Recipiente N°	21	13	908	320	94	59	39	8	242	301	62	19
W ₁	Recipiente + suelo húmedo (g)	102	93.7	82.7	89.6	101	98.4	95.7	91.5	86	80	115	106
W ₂	Recipiente + suelo seco (g)	95.1	87.3	76.6	82.8	91.6	89.5	86.1	81.7	76.6	71.5	100	92.7
w _w	Masa del agua (g)	7.17	6.41	6.08	6.81	9.39	8.93	9.65	9.79	9.41	8.55	15.2	13.5
W _c	Masa del recipiente (g)	27.1	27	28	28.6	28.5	27.9	29.1	25.5	27.6	26.9	28.7	28
W _s	Masa de las partículas sólidas (g)	68	60.2	48.6	54.2	63.1	61.6	57	56.2	49	44.6	71.4	64.7
W	Contenido de agua %	10.55	10.64	12.50	12.57	14.88	14.50	16.93	17.43	19.20	19.17	21.25	20.93

Fuente: Los autores (2018).

- *Masa del Agua (W_w).* – Diferencia entre la masa del recipiente con espécimen húmedo y la masa del recipiente con el espécimen seco.

$$W_w = W_1 - W_2$$

$$W_w = 102 \text{ g} - 95.1 \text{ g}$$

$$W_w = 7.17 \text{ g}$$

- *Contenido de Agua (W).* – Resulta de la relación porcentual entre la masa del agua, y la masa de las partículas sólidas.

$$W = \frac{W_w}{W_s} * 100$$

Donde $W_s = W_2 - W_C$

$$W = \frac{7.17 \text{ g}}{95.1 - 27.1} * 100$$

$$W = 10.55 \%$$

Con ello se obtiene el contenido de Agua, y la densidad seca para cada ensayo realizado, con el fin de graficar la curva de Compactación, como se indica a continuación:

Tabla N° 1-18. Resultados obtenidos de ensayo de compactación.

W	Contenido promedio de agua %	10.59	12.53	14.69	17.18	19.19	21.09
γ_d	Densidad seca (g/cm³)	1.34	1.38	1.41	1.42	1.40	1.35

Fuente: Los autores (2018).

- *Contenido de Agua promedio.* –Se trata del contenido de humedad promedio entre los resultados obtenidos de las dos capsulas tomadas para cada ensayo.
- *Densidad Seca (γ_d).* –Trata de la densidad que alcanzaría el suelo al perder la humedad suministrada, y se obtiene relacionando la densidad húmeda con el porcentaje de humedad, con la siguiente ecuación:

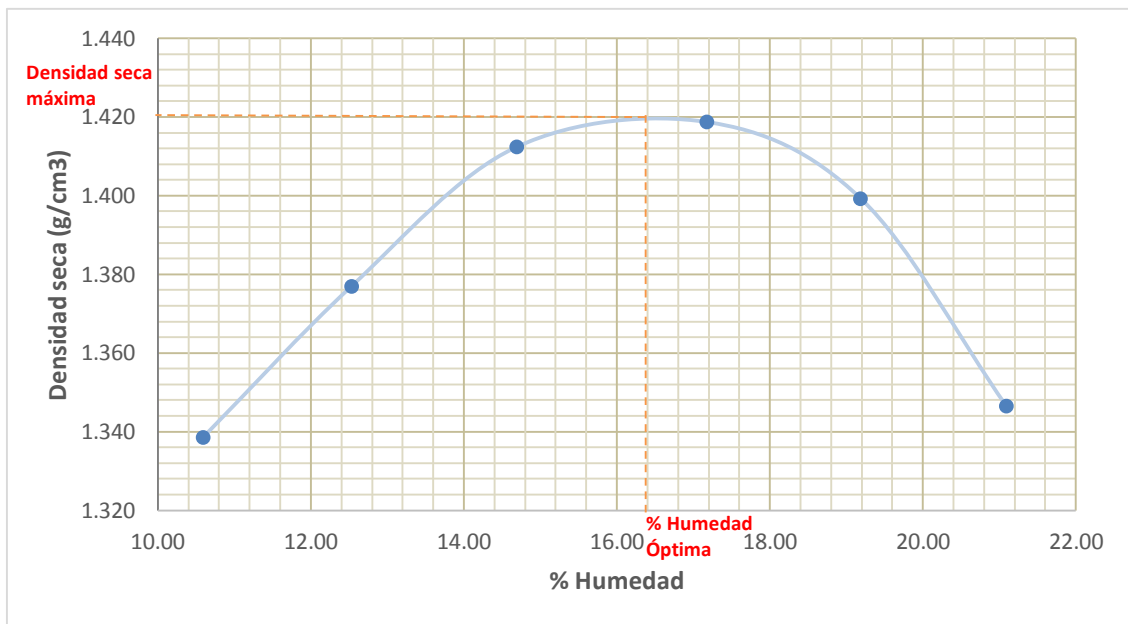
$$\gamma_d = \frac{\gamma_T}{1 + \frac{W}{100}}$$

$$\gamma_d = \frac{1.48 \frac{g}{cm^3}}{1 + \frac{10.55}{100}}$$

$$\gamma_d = 1.34 \frac{g}{cm^3}$$

Entonces con los valores de humedad y densidad seca se construye la Curva de compactación.

Ilustración N° 1-15. Curva de compactación, % de humedad vs densidad seca.



Fuente: Los autores (2018).

Obteniéndose con ello la humedad óptima correspondiente a una densidad seca máxima para un el determinado suelo ensayado.

Resultados:

$$\%H_{\text{ÓPTIMO}} = 16.40 \%$$

$$\gamma_{d \text{ MAX}} = 1.42 \frac{g}{cm^3}$$

El porcentaje de humedad óptimo es un dato de partida para el ensayo CBR, en tanto que la densidad seca máxima es la base para encontrar el valor del CBR a un porcentaje de la densidad seca máxima.

Procedimiento ensayo CBR de suelos en laboratorio. El procedimiento del Ensayo CBR en laboratorio se resume en lo siguiente:

- Se debe preparar los especímenes para realizar el ensayo en base al resultado que se desee obtener. Si se desea obtener CBR al 100% se compacta un espécimen usando el ensayo de compactación proctor o proctor modificado según sea el requerimiento, con la porción de suelo que contenga el porcentaje de humedad óptimo. Si se desea obtener el CBR a un determinado porcentaje de compactación (95%) se requiere preparar 3 especímenes con el contenido de humedad óptimo, donde cada espécimen se compactará con 10, 25 y 56 golpes por cada capa.

$$W_W = W_{MUESTRA} \left(\frac{\%H_{\text{óptimo}} - \%H}{100 + \%H} \right)$$

Donde:

W_W = Masa de agua a agregar (g)

$W_{MUESTRA}$ = Masa de la muestra a preparar para espécimen (g)

$\%H_{\text{óptimo}}$

= Porcentaje de humedad óptimo determinado del ensayo de compactación

$\%H = \text{Porcentaje de humedad en el que se encuentra el material}$

- Se debe tomar muestras representativas del suelo para determinar la humedad del mismo.
- Registrar la masa de cada molde sin la base ni collarín, y posteriormente ajustar cada molde a la base, insertar el disco espaciador y cubrir con un disco de papel filtro.
- Registrar la masa del suelo compactado sin collarín ni disco espaciador para determinar el peso unitario del suelo.
- Colocar la placa perforada con el vástago sobre el suelo compactado, aplicar pesas ranuradas para simular la sobrecarga, con un valor de 4.5 Kg o mayor, el valor de 4.5 Kg equivale a la carga que representaría el peso de una estructura de pavimento de 6'', usar papel filtro entre la base perforada del vástago y el suelo.
- Sumergir el molde y las pesas en un recipiente de agua, ajustar el deformímetro, marcar sobre el molde los puntos en donde está apoyado el soporte de tal manera que se pueda volver a colocar en el mismo lugar, encerado el deformímetro de expansión y registrado el tiempo de comienzo se toma las lecturas de la expansión a 0, 1, 2, 4, 8, 12, 24, 36, 48, 72 y 96 horas.
- Finalizada las 96 horas de inmersión se retira la muestra y se deja drenar durante 15 minutos aproximadamente, y se procede a secar la superficie superior de la muestra.
- Registrar la masa de la muestra sumergida con molde.
- Para cada muestra colocar pesas ranuradas para simular la sobrepresión (mismo valor que el utilizado en la inmersión), y colocar la muestra en la máquina de

compresión, sentar el pistón sobre la superficie de suelo utilizando una carga inicial de 4.5 Kg, encerar el deformímetro tanto de carga como de deformación.

- Tomar las lecturas de penetración y del deformímetro de carga, Extruir la muestra del molde finalmente para tomar muestras representativas para calcular el contenido de humedad.

En caso de tratarse de muestras saturadas se omite en el procedimiento la inmersión de las muestras.

Con ello se procede a dibujar la curva de resistencia a la penetración vs la penetración observada, en donde los datos registrados son como los indicados a continuación:

Tabla N° 1-19. Datos Penetración Vs Esfuerzo, ensayo CBR.

Penetración (in)	Número de Molde					
	Molde N° 1		Molde N° 2		Molde N° 3	
	Lectura	lb/in ²	Lectura	lb/in ²	Lectura	lb/in ²
0	0	0.00	0	0.00	0	0.00
0.025	2.3	23.25	1.2	19.57	0.2	16.22
0.05	6	35.63	3.5	27.26	1.5	20.57
0.075	10.5	50.69	5.8	34.96	2.2	22.91
0.1	15	65.75	7.5	40.65	3	25.59
0.15	24	95.87	11.7	54.71	5.1	32.62
0.2	31	119.30	14.6	64.41	7.7	41.32
0.25	37	139.38	16.1	69.43	9	45.67
0.3	42	156.11	18	75.79	10.1	49.35
0.4	50	182.88	21.2	86.50	12	55.71
0.5	57	206.31	24.1	96.21	14.5	64.08
0.6	63.5	228.07	27.5	107.58	16.4	70.44

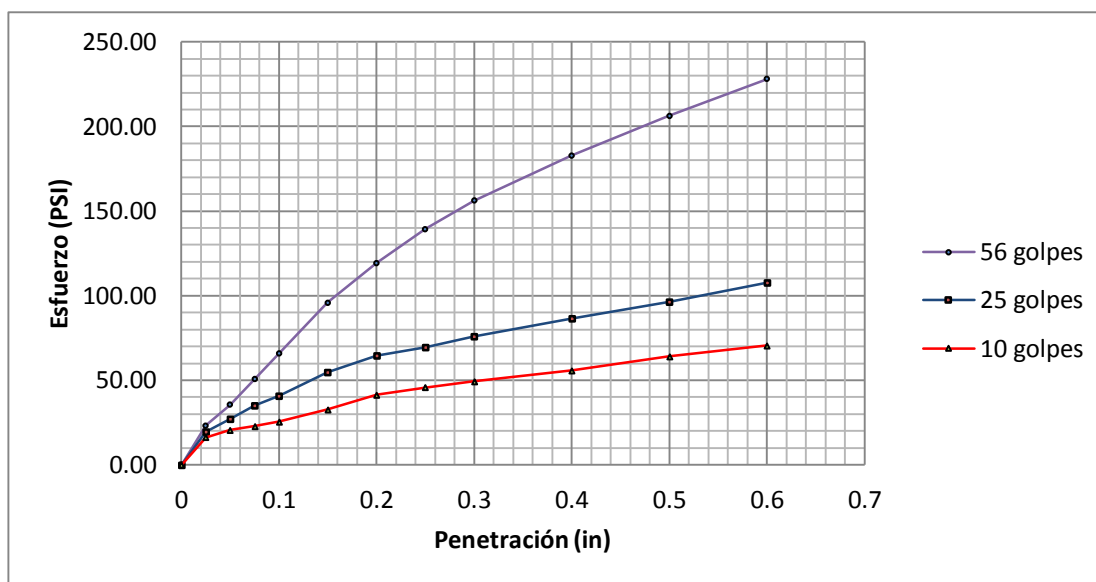
Fuente: Los autores (2019)

Para obtener el esfuerzo en lb/in² se utilizó la ecuación de calibración del anillo de carga, la cual involucra la lectura registrada, que para el ejemplo es:

$$\sigma = \frac{10.0401 * Lectura + 46.64996}{3}$$

El gráfico Esfuerzo - Deformación es el siguiente:

Ilustración N° 1-16. Gráfica Esfuerzo – Deformación para 56, 25, y 10 golpes.



Fuente: Los autores (2019)

Con ello se toma de la tabla Los valores de esfuerzo para la penetración de 0.1 in y 0.2 in, donde el valor del CBR corresponde a la relación de los esfuerzos requeridos para la penetración respecto a los esfuerzos patrón, expresado porcentualmente.

Tabla N° 1-20. Resultados Esfuerzo – penetración, 1'' y 2 ''.

N° GOLPES	yd (gr/cm3)	Penetración (in)	Esfuerzo (lb/in2)	Esfuerzo Patrón (lb/in2)	CBR (%)
56	1.390	0.1	65.75	1000	6.58
		0.2	119.30	1500	7.95
25	1.190	0.1	40.65	1000	4.07
		0.2	64.41	1500	4.29
10	1.155	0.1	25.59	1000	2.56
		0.2	41.32	1500	2.75

Fuente: Los autores (2019)

Para finalizar se procede a graficar el valor del CBR vs la densidad seca, densidad determinada en base a la densidad húmeda, y el porcentaje de humedad calculado.

Se tiene los siguientes resultados:

Tabla N° 1-21. Resultados CBR vs Densidad seca máxima.

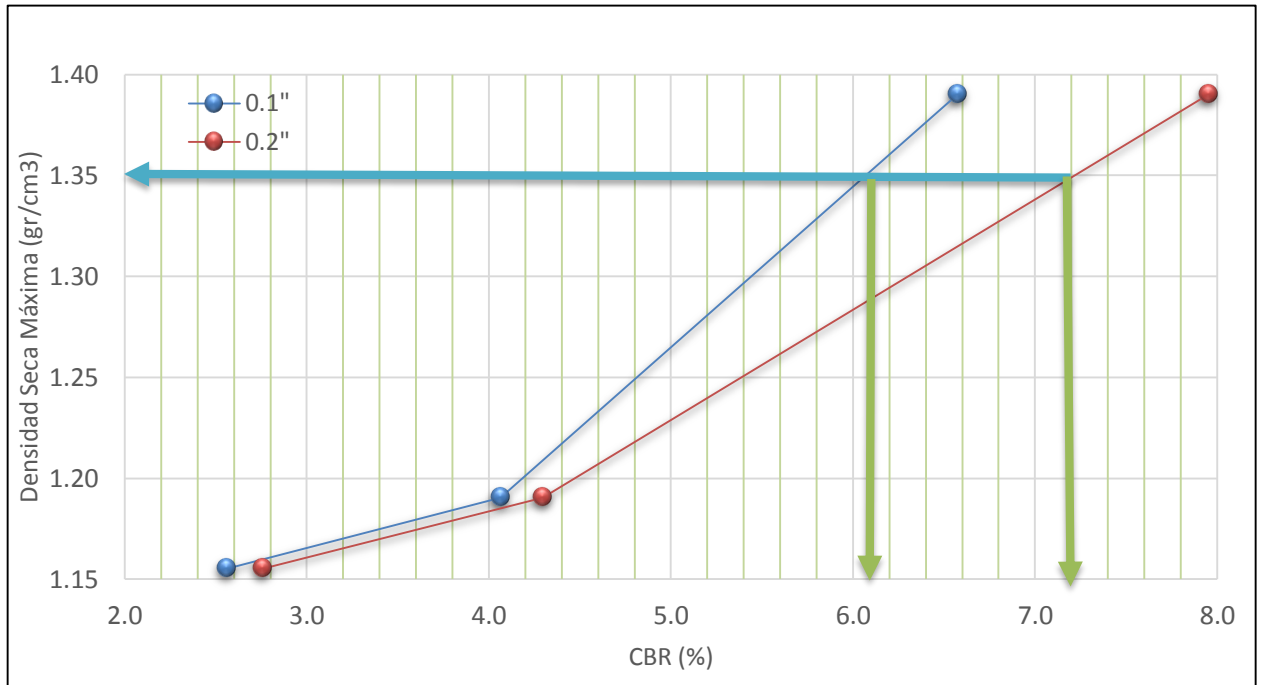
PENETRACIÓN 0,1"			
N° GOLPES	ESFUERZO	CBR (%)	γd (g/cm3)
56	65.75	6.6	1.390
25	40.65	4.1	1.190
10	25.59	2.6	1.155

PENETRACIÓN 0,2"			
N° GOLPES	ESFUERZO	CBR (%)	γd (g/cm3)
56	119.30	8.0	1.390
25	64.41	4.3	1.190
10	41.32	2.8	1.155

Fuente: Los autores (2019)

Con los datos de la tabla N° 1-21 se obtiene la siguiente gráfica:

Ilustración N° 1-17. Gráfica CBR – Densidad seca máxima.



Fuente: Los autores (2019)

El valor de densidad seca de 1.35 g/cm^3 corresponde al valor de 95% de la densidad seca máxima obtenida en el ensayo de compactación del Proctor modificado.

Entonces se tiene como resultado:

Tabla N° 1-22. Resultado CBR 1'' y CBR 2''.

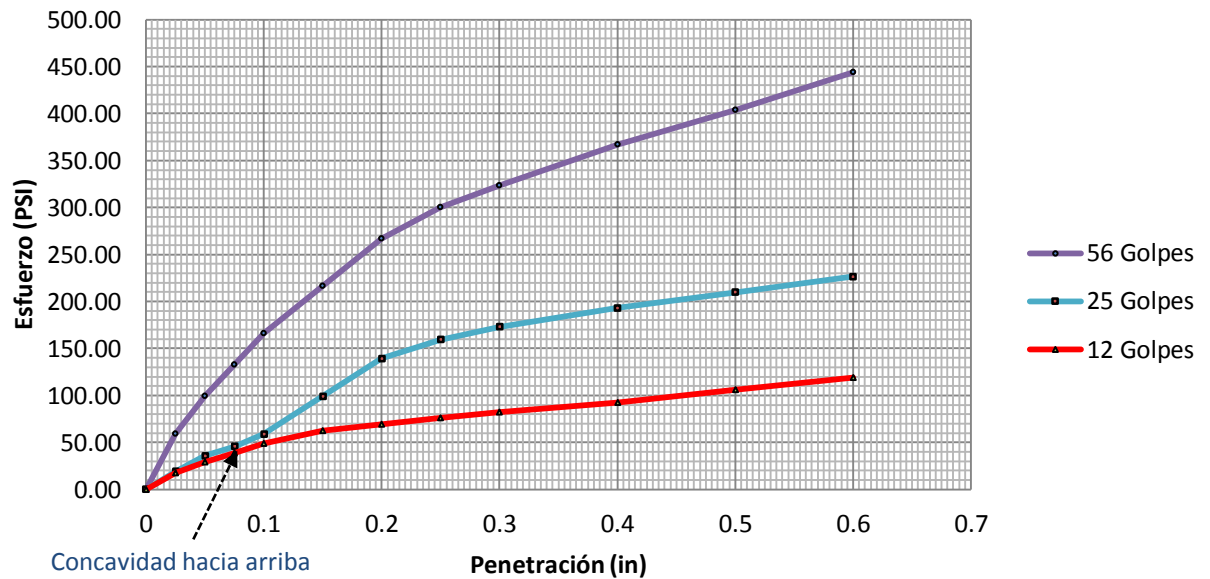
CBR 0,1" =	6.10
CBR 0,2" =	7.20

Fuente: Los autores (2019)

El valor de CBR reportado para suelo es normalmente el correspondiente al valor de 0.1'' de penetración, si el valor de CBR a 0.2'' es mayor se debe repetir el ensayo, si el ensayo da un resultado similar se tomar como resultado el CBR correspondiente a 2'' de penetración.

En casos de presentarse una concavidad hacia arriba al principio de la curva de esfuerzos vs penetración se debe realizar una corrección que se desarrollará a continuación:

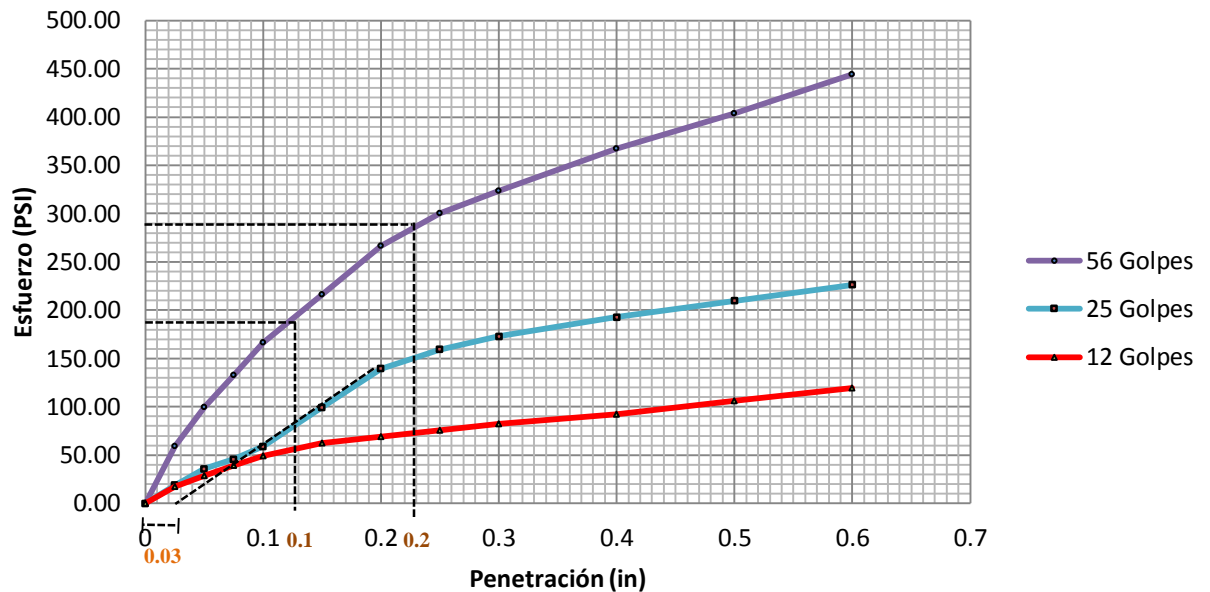
Ilustración N° 1-18. Gráfica Esfuerzo – Deformación, para 56, 25, 12 Golpes, Curva con concavidad hacia arriba.



Como se puede observar en la curva correspondiente a 25 golpes se presenta concavidad hacia arriba, la cual debe ser corregida, que consiste en trazar una tangente en la parte de la curva entre los esfuerzos de 0.1'' y 0.2''.

De la proyección de la recta tangente se obtiene un punto a 0.03 in el cual pasará a ser el nuevo origen, entonces los valores de esfuerzo para penetración de 0.1'' y 0.2'' serán las correspondientes penetraciones, trasladadas 0.03'', como se indica en la siguiente figura.

Ilustración N° 1-19. Gráfica Esfuerzo – Deformación, para 56, 25, 12 Golpes, Corrección.



Fuente: Los autores (2019)

Entonces los valores de esfuerzo para penetración de 0.1'' y 0.2'' serán de 198 Psi y 285 Psi respectivamente, esto para la curva que presenta concavidad hacia arriba al inicio de la misma, que corresponde a la curva de 25 golpes.

- **CBR de diseño.** El valor soporte (CBR) es un parámetro sumamente importante en el diseño estructural de una carretera, y para definir si el ensayo CBR se realizará en campo o en laboratorio dependerá del criterio preliminar de si las condiciones de la subrasante se van a modificar o no en la construcción, en caso de modificarse se utilizará el CBR en laboratorio.

El ensayo CBR se realizará a lo largo de todo el proyecto, es decir se obtendrá resultados de Valor soporte del suelo para la vía cada 500 metros aproximadamente (Dependiendo de la distancia establecida entre prospecciones), por lo tanto, para el

diseño estructural de la vía se debe determinar un CBR de diseño calculando el percentil de confianza del CBR, Según el Instituto del asfalto se recomienda calcular el percentil de acuerdo la siguiente tabla:

Tabla N° 1-23. Valor de CBR de diseño.

Clase de tránsito	N° de ejes equiv.	% CBR diseño
Liviano	$\leq 10^4$	60
Mediano	$10^4 - 10^6$	75
Pesado	$> 10^6$	87.5

Fuente: Instituto del Asfalto.

En el Ecuador el percentil de confiabilidad para el cálculo del CBR es el utilizado en la siguiente tabla:

Tabla N° 1-24. Valor de CBR de diseño, MTOP.

Clase de tránsito	% CBR diseño
Pesado	85
Mediano	75
Liviano	60

Fuente: Gabriela Ortega y Luis Enrique Villafuerte, 2015

De tratarse de proyecto vial que cuenta con tráfico pesado se utilizará el percentil 85%, como se indica a continuación, (Se tiene valores de CBR obtenidos in SITU cada kilómetro).

Tabla N° 1-25. Información CBR identificado en diferentes abscisas de un proyecto.

N°	Abscisa	CBR %	%
1	0+000	9.1	14.29
2	0+500	8.6	28.57
3	1+000	8.9	42.86
4	1+500	7.5	57.14
5	2+000	7.9	71.43
6	2+500	8.2	85.71
7	3+000	6.5	100.00
8	3+500	5.4	114.29
9	4+000	6.1	128.57
10	4+500	5.8	142.86
11	5+000	6.4	157.14
12	5+500	5.2	171.43
13	6+000	4.8	185.71

Fuente: Los autores (2018).

Se ordena los valores de CBR en forma descendente, y se asigna un valor porcentual de cada N° de ensayo con el total de ensayos realizados.

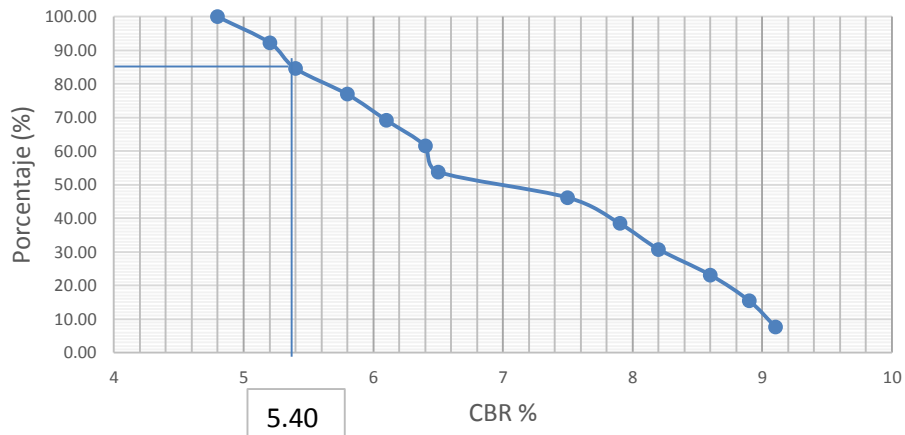
Tabla N° 1-26. Datos CBR ordenados descendentemente.

N°	CBR %	CBR %	%
1	9.1	9.1	7.69
2	8.6	8.9	15.38
3	8.9	8.6	23.08
4	7.5	8.2	30.77
5	7.9	7.9	38.46
6	8.2	7.5	46.15
7	6.5	6.5	53.85
8	5.4	6.4	61.54
9	6.1	6.1	69.23
10	5.8	5.8	76.92
11	6.4	5.4	84.62
12	5.2	5.2	92.31
13	4.8	4.8	100.00

Fuente: Los autores (2018).

Entonces el CBR 85% de diseño se encuentra entre los ensayos N° 11 y N° 12, como se indica en la siguiente gráfica.

Ilustración N° 1-20. Curva CBR vs % de asignación.



Fuente: Los autores (2018).

El valor del percentil 85 corresponde a un CBR de 5.40% (Valor aritméticamente obtenido).

1.3.2. Taludes en carreteras.

En este subcapítulo se tratará de la caracterización de los taludes, es decir la obtención de los parámetros de diseño de estos y de su correspondiente diseño.

1.3.2.1. Exploración de taludes.

Este trabajo se lo realizará conjuntamente con la campaña de prospecciones geotécnicas para la exploración de la subrasante, planteando así el tipo de sondeo requerido en la abscisa correspondiente, con el fin de determinar las propiedades físicas y mecánicas deseadas.

1.3.2.1.1. Actividades In situ.

Las actividades in situ para la exploración de taludes son todos los sondeos planteados en número y profundidad ya sea para la campaña geotécnica primaria o complementaria conforme se lo explicara a continuación.

- **Tipos de sondeos.** Los sondeos dependiendo de las características que se desee determinar del material pueden ser.

✓ **Sondeos por métodos directos.** Para el caso de taludes este tipo de sondeos son muy útiles ya que permiten obtener todas aquellas propiedades físicas y mecánicas necesarias para la estabilidad de los taludes. En la siguiente tabla se presenta un resumen del alcance y limitaciones de los métodos directos aplicados a taludes.

Tabla N° 1-27. Métodos de sondeo para taludes.

Categoría	Alcance	Limitaciones	Propiedades mecánicas
Penetrometro de cono (CPT)	Da información de espesores de suelo suelto y profundidades de roca y provee información general sobre la calidad de los mantos de suelo.	No se obtienen muestras ni se identifican los estratos.	Mediante correlaciones
Barreno	Permite definir el perfil estratigráfico en suelos granulares y algunos tipos de arcilla.	Las muestras son alteradas y la penetración en suelos duros es muy difícil.	No se obtiene
Calicatas	Permiten el examen visual de los estratos, condiciones del nivel freático, interfase suelo – roca, discontinuidades y superficies de ruptura.	Hay limitaciones de profundidad y en ocasiones la estabilidad de las paredes es crítica. Puede ser imposible de realizar por debajo del nivel freático.	Mediante ensayos de laboratorio
Penetración estándar (SPT)	Método rápido y eficiente de determinar la resistencia de los materiales y al mismo tiempo recuperar las muestras.	Las muestras son alteradas y en materiales muy duros se produce rechazo.	Mediante correlaciones
Sondeos profundos	Se obtienen muestras inalteradas de suelo o roca.	Se requiere analizar las muestras en el laboratorio para determinar su resistencia.	Mediante ensayos de laboratorio

Fuente: Deslizamientos y estabilidad de taludes en zona tropicales, Jaime Suarez, 1998.

✓ ***Sondeos por métodos indirectos.*** Se fundamentan en la resistividad de propagación de ondas sísmicas, eléctricas o magnéticas que tienen diferentes materiales. Los métodos más útiles para caracterización de taludes son los siguientes:

Métodos sísmicos (sísmica de refracción). Como ya se indicó anteriormente en el punto de caracterización de subrasante para que este método sea correcto la rigidez debes ser creciente con la profundidad y no puede detectar con exactitud el nivel freático, por esta razón este tipo de sondeo no es recomendado para taludes.

Métodos eléctricos. Este tipo de sonde es el más recomendado en cuanto se refiere a métodos indirectos para caracterizaciones de taludes, ya que este tipo de sondeo no tiene las limitaciones de la sísmica de refracción (detecta con exactitud el nivel freático). Generalmente se opta por este tipo de sondeos cuando se tiene zonas de deslizamientos antiguos o zonas de laderas deslizadas ya que en estos casos se requiere de un levantamiento completo del sitio de interés.

- **Número de sondeos.** El número de sondeos que se deberá realizar en un talud dependerá de muchos factores siendo el numero variable en función de la longitud, altura, tipo de talud (natural o artificial), etc. En todo caso el número de sondeos quedara a criterio del experto geotécnico durante la inspección de campo. El espaciamiento de los sondeos depende del tamaño y características del movimiento. (Diaz, 1998).

- **Profundidad de sondeos.** En cuanto a la profundidad de los sondeos para la caracterización de taludes esta deberá ser tal que cubra toda la altura del talud más una profundidad que permita caracterizar el suelo en el que se asienta este.

Cabe recalcar que si por medio de una observación directa se visualiza daños que involucre hundimientos fallas en taludes de corte o terraplenes se deberá realizar un levantamiento detallado de dicha superficie.

1.3.2.1.2. Ensayos de Campo.

Se refiere a aquellos trabajos realizados IN SITU, con el fin de determinar propiedades que sean representativas del talud. Los ensayos realizados en taludes que se analizarán son los siguientes:

- **Ensayo de penetración estándar (SPT).** Este ensayo se realiza para evaluar dos propiedades fundamentales, la densidad relativa en los suelos granulares, y la consistencia en suelos cohesivos, el procedimiento de ensayo está determinado en la norma ASTM D-1586, es un ensayo altamente utilizado debido que es económico respecto otros ensayos, en ensayo en términos generales consiste en determinar el número de golpes (N) necesarios para penetrar el muestreador normalizado en el suelo, se obtiene la penetración dejando caer un peso de 140 Lbs desde una altura de 75 cm.

Este tipo de ensayo esta direccionado a suelos donde el tamaño máximo de sus partículas es menor que la mitad del diámetro del toma muestras (Puede tener un

diámetro interior de 31.1 mm, o 34.9 mm), el ensayo permite obtener muestras alteradas apropiadas para determinar el contenido de humedad, identificación y clasificación de suelos, en ensayo no es recomendable ejecutar en suelos que contengan gravas, guijarros o cantos rodados. El ensayo es ampliamente utilizado, ya que presenta correlaciones entre el número de golpes (N) y las características del suelo del lugar.

El procedimiento de ensayo es el siguiente:

- a) Definir el lugar en donde se va a realizar el ensayo.
- b) Realizar la perforación avanzando en incrementos que permitan muestreo intermitente, o continuo, siendo el intervalo típico el de 1.5 m, o intervalo tal que se detectan cambios significativos.
- c) El procedimiento de perforación seleccionado dependerá de las condiciones sub-superficiales esperadas, los métodos aceptables de perforación son, perforación por rotación a pozo abierto, perforación con barrenas helicoidales de vástago hueco, método de perforación con lavado, perforación con barrenas helicoidales macizas, y deben proporcionar un agujero limpio y estable antes de insertar el muestreador.
- d) Se debe conectar el tomamuestras al tubo de perforación, y se baja suavemente dentro del orificio previamente realizado, colocado el martillo y el yunque en posición se deja descansar suavemente el muestreador, la tubería, el yunque y el peso de hincia sobre la perforación.
- e) En la parte superior se debe unir la barra de perforación y la cabeza de golpe.
- f) Luego de apoyar el muestreador en el fondo del pozo excavado manualmente con anterioridad se procede a hundirlo mediante golpes que recibe la cabeza de golpe

a través del martinete lanzado en caída libre desde la altura aproximada de 75 cm. Donde para alzar y golpear la pesa se lo ayuda de la fuerza de una motobomba enrollando el cabo unido a la pesa alrededor de la polea en el motor.

g) Se marca el tubo de perforación en incrementos sucesivos de 0.15m, para registrar el número de golpes necesario para penetrar el muestreador hasta dichas marcas, lo cual determina la resistencia a la penetración.

h) Se hincan y se toman muestras con golpes del martillo, cuantificando los golpes requeridos para el hincado.

i) Luego de penetrar los 50 cm aproximadamente de cada parte del ensayo y antes de extraer el muestreador a la superficie debe girarse a fin de cortar la muestra por el fondo, luego de lo cual, extraer el muestreador a la superficie, abrirlo y determinar la longitud de la muestra recuperada, retirar la muestra de suelo desechando la parte superior, que se considera no representativa.

j) Describir apropiadamente a la muestra de suelo, de cada tramo de ensayo según la clasificación manual visual, describiendo textura, color, contenido de materia orgánica, y demás características.

k) Colocar la muestra con su respectiva identificación en fundas plásticas para realizar posteriores ensayos de laboratorio en caso de requerirlo.

l) Repetir este proceso hasta la profundidad donde se desee hacer el nuevo ensayo, limpiar el equipo entre cada 50 cm de excavación, a su vez cuidar que el suelo a muestrear no resulte alterado por la operación.

m) Registrar el número de golpes que recibe cada perforación, de cada uno de los tramos que se realice.

n) La caída del martillo debe realizarse en una altura de 76 cm (Con variación de 3 cm), en cada golpe que realice.

El hincado del toma muestras se realiza hasta que se presenten los siguientes casos.

- Aplicado un total de 50 golpes en cualquier incremento de 15 cm.
- Aplicado un total de 100 golpes.
- Que no se produzca avance del toma muestras en 10 golpes sucesivos.
- Que el tubo muestreador avance los tres incrementos completos.
- Si el muestreador se hunde solo con el peso del yunque y el martillo, se registra el valor de N como el peso del martillo y la tubería.

Un ejemplo de toma de datos, y proceso de ellos en el ensayo SPT es el siguiente:

Tabla N° 1-28. Datos SPT tomados en Campo, Área verde Universidad Politécnica Salesiana Campus Sur.

Profundidad (m)	Número de golpes N			VALOR DE SPT	Descripción de suelo
	0-15 cm	15 cm - 30 cm	30 cm- 45 cm		
1-1.5	7	10	12	22	Arcilla grasa alta compresibilidad arenosa, tamaño máximo de partículas de 2mm, con presencia media de humedad, Color café oscuro, inodoro, baja presencia de poros.
2-2.5	7	6	9	15	Limo orgánico arenoso con grava, tamaño máximo de partículas de 5mm, con presencia media de humedad, Color café oscuro, inodoro.
3-3.5	10	13	11	24	Limo orgánico arenoso, tamaño máximo de partículas de 3mm, con presencia media-alta de humedad, café con tintes anaranjados que demuestran presencia de oxidación, olor orgánico.
4-4.5	15	17	26	43	Arena limosa, tamaño máximo de partículas de 3mm, Color café claro, inodoro, bajo contenido de humedad.
5-5.5	13	20	25	45	Arena arcillosa - limosa con grava, tamaño máximo de partículas de 5mm, con presencia media de humedad, Color café claro, inodoro.
6-6.5	7	9	8	17	Arena pobremente graduada con grava, tamaño máximo de partículas de 5mm, con presencia media de humedad, Color café claro, inodoro, presencia de poros.

Fuente: Los autores

Donde el número total de golpes (N) de cada tramo, será el número de golpes resultado de sumar los valores de $N_1 + N_2$, entonces:

$$N = N_1 + N_2$$

Dónde:

N_1 = Número de golpes necesarios para hundir el muestreador de 15 a 30 cm de profundidad.

N₂ =Número de golpes necesarios para hundir el muestreador de 30 a 45 cm de profundidad.

Con ello se obtiene el Valor de número de golpes SPT (N), el cual servirá para determinar propiedades del suelo.

Ejemplo de Calculo.

N para profundidad de 1.00 a 1.50 m:

$$N = N_1 + N_2$$

$$N = 10 + 12$$

$$N = 22$$

En caso de realizarse el ensayo SPT por debajo del nivel freático se debe realizar la corrección, que es aplicable a suelos poco permeables, con la siguiente ecuación:

$$N = 15 + ((N' - 15)/2) \quad (\text{Terzaghi y Peck, 1948})$$

Donde N' se refiere al valor de N determinado antes de la corrección.

Las correlaciones de los parámetros de resistencia para suelo granular y suelo cohesivo en base al Número N del SPT son las siguientes:

- Ángulo de fricción Efectivo.

Tabla N° 1-29. Correlaciones de N de SPT con ángulo de fricción efectivo.

Autor	Año	Ecuación
Terzaghi & Peck [1]	1948	$\phi' = 28,5 + 0,25N_1$
Peck <i>et al.</i> [19]	1953	$\phi' = 26,25 \left(2 - \left(e^{\frac{-N_1}{62}} \right) \right)$
Kishida [20]	1969	$\phi' = 15 + \sqrt{20N_1}$
Schmertmann [16]	1970	$\phi' = \tan^{-1} \left[\left(\frac{N_1}{32,5} \right)^{0,34} \right]$
JNR (Japan National Railway) [21]	1999	$\phi' = 27 + 0,30N_1$
JRB (Japan Road Bureau) [21]	1986	$\phi' = 15 + \sqrt{9,375N_1}$
Hatanaka & Uchida [22]	1996	$\phi' = \sqrt{20N_1} + 20$
Montenegro & Gonzalez [8]	2014	$\phi' = 12,79 + \sqrt{25,86N_1}$

Fuente: Autores varios. Recuperado de Analysis of the existing correlations of effective friction angle for eastern piedmont soils of Bogota from in situ test. Álvarez y Ruge (2015).

- Cohesión.

Tabla N° 1-30. Correlaciones de N de SPT con ángulo de fricción, y cohesión
Undisturbed Soil

Soil Type and SPT Blow Counts		Undisturbed Soil	
		Cohesion (psf)	Friction Angle (°)
Cohesive soils			
Very soft	(<2)	250	0
Soft	(2–4)	250–500	0
Firm	(4–8)	500–1,000	0
Stiff	(8–15)	1,000–2,000	0
Very stiff	(15–30)	2,000–4,000	0
Hard	(>30)	4,000	0
Cohesionless soils			
Loose	(<10)	0	28
Medium	(10–30)	0	28–30
Dense	(>30)	0	32
Intermediate soils			
Loose	(<10)	100	8
Medium	(10–30)	100–1,000	8–12
Dense	(>30)	1,000	12

Fuente. Karol (1960).

Tabla N° 1-31. Correlaciones de N de SPT con propiedades del suelo.

Material	compacidad	Dr (%)	N(1)	Densidad seca (g/cm3)	Índice de poros (e)	Angulo fricción interna
GW	Densa	75	90	2.21	0.22	40
	Medianamente densa	50	55	2.08	0.28	36
	suelta	25	< 28	1.97	0.36	32
GP	Densa	75	70	2.04	0.33	38
	Medianamente densa	50	50	1.92	0.39	35
	suelta	25	< 20	1.83	0.47	32
SW	Densa	75	65	1.89	0.43	37
	Medianamente densa	50	35	1.79	0.49	34
	suelta	25	< 15	1.70	0.57	30
SP	Densa	75	50	1.76	0.52	36
	Medianamente densa	50	30	1.67	0.60	33
	suelta	25	< 10	1.59	0.65	29
SM	Densa	75	45	1.65	0.62	35
	Medianamente densa	50	25	1.55	0.74	32
	suelta	25	< 8	1.49	0.80	29
ML	Densa	75	35	1.49	0.80	33
	Medianamente densa	50	20	1.41	0.90	31
	suelta	25	< 4	1.35	1.00	27

Autor. Hunt (1984)

Tabla N° 1-32. Relación de Número de golpes (N) con parámetros de resistencia para suelos granulares.

Compacidad	Grado de Compacidad	N (S.P.T)	Densidad relativa (Dr)	Angulo de Fricción (Φ)
Muy suelta	< 0.2	< 4	< 0.15	< 30
Suelta	0.2 - 0.4	4 - 10	0.15-0.35	30 - 35
Compacta	0.4 - 0.6	10 - 30	0.35-0.35	35 -40
Densa	0.6 - 0.8	30 - 50	0.65-0.85	40 -45
Muy densa	> 0.8	> 50	0.85-1.00	> 45

Fuente: Terzaghi, K. & Peck, R.B. (1948)

Tabla N° 1-33. Relación de Número de golpes (N) con parámetros de resistencia para suelos cohesivos.

Consistencia	N (S.P.T)	Capacidad última (qu) Kg/cm2	Módulo de Elasticidad (E) Kg/cm2	Resistencia al corte no drenada (Cu) Kg/cm2	Y Sat g/cm3
Muy blanda	< 2	< 0.25	3	< 0.125	1.44 - 1.60
Blanda	2 - 4	0.25 - 0.50	30	0.125 - 0.25	1.60 - 1.76
Mediana	4 - 8	0.50 - 1.00	45 - 90	0.25 - 0.5	1.76 - 1.92
Compacta	8 - 15	1.00 - 2.00	90 - 200	0.5 - 1.0	1.92 - 2.08
Muy Compacta	15 - 30	2.00 - 4.00	200	1.0 - 2.0	2.08 - 2.24
Dura	> 30	> 4.00	200	> 2.0	>2

Fuente. Terzaghi, K. & Peck, R.B. (1948). Hunt (1984)

- Cono de penetración estándar (CPT)** Este ensayo permite medir la resistencia al corte del suelo, este ensayo mide el esfuerzo requerido para la penetración de un cono dentro del suelo, el ensayo mide la reacción del suelo mediante dos parámetros, la resistencia de punta (qc) y el rozamiento lateral (fs), El ensayo consiste en hincar en el suelo la punta cónica aplicando una presión constante, a una velocidad constante de

20 mm/s, el procedimiento de ensayo está determinado en la norma ASTM D-3441, este ensayo se limita a usarse en suelos predominantemente cohesivos.

El valor de la resistencia al corte no drenado puede ser determinado en base a las siguientes expresiones.

- Para arcillas blandas a duras.

$$S_u = q_c / 15 \quad (\text{Sanglerat, 1967, tomado de Manual de ingeniería de taludes IGME})$$

- Para arcillas duras fisuradas.

$$S_u = q_c / 15 \quad (\text{Sanglerat, 1967, tomado de Manual de ingeniería de taludes IGME})$$

El valor de la resistencia al corte no drenado (C_u) en arcillas, puede ser determinado por la siguiente ecuación expresada por Schertmann 1975:

$$C_u = \frac{Q_c - \sigma_{vo}}{N_K}$$

Donde:

σ_{vo} : Es la presión total de sobre carga.

N_K : Factor de Cono, el cual varía entre 14-25, y se obtiene de la calibración del equipo, Bowles en 1988 presento la siguiente ecuación para determinar factor de cono, en base al índice de plasticidad del suelo (IP).

$$N_K = 13 + 0.11 IP \pm 2$$

Mayne and Kemper (1988) recomiendan utilizar un valor de N_k de 15 para cono eléctrico, y 20 para cono dinámico.

1.3.2.1.3. Trabajos de laboratorio.

Son aquellos trabajos que utilizan las muestras obtenidas en la etapa de muestreo, y se someten a ensayos para determinar propiedades que sean representativas del material existente en Campo.

- **Ensayos Físicos.** Este tipo de ensayos de igual manera que en la subrasante, tienen como objetivo caracterizar el material, definiendo las siguientes características;
- *Granulometría.*
- *Límites de Atterberg*
- *Peso unitario*
- *Gravedad específica*

Las propiedades se obtienen realizando ensayos a las muestras obtenidas en campo, y los procedimientos de cada ensayo están definidos en la normativa ASTM, que anteriormente para cada ensayo se especificó que normativa cubre dicho proceso.

- **Ensayos de Resistencia.** El esfuerzo cortante en los suelos es el aspecto más importante en el análisis de estabilidad de taludes, siendo el esfuerzo cortante de un suelo como la última o máxima resistencia que el suelo puede soportar. Específicamente, es la resistencia interna unitaria que ofrece la masa de suelo para resistir la falla al deslizamiento a lo largo de cualquier plano, este tipo de ensayos tienen

como objetivo estimar la resistencia del suelo en condiciones drenadas como no drenadas, los ensayos que se realizan son los siguientes:

- Ensayo de resistencia a la compresión uniaxial (ASTM D 2166)
- Ensayo de corte directo (ASTM D3080 y ASTM D 6528)
- Ensayos de compresión triaxial (ASTM D 4767 y ASTM D 2850).

1.3.2.2. Análisis de Estabilidad del talud.

Tiene como objetivo determinar el nivel de seguridad que estos poseen en cuanto a condiciones propias del talud, las condiciones que se involucran en el análisis de estabilidad de taludes son las siguientes:

1.3.2.2.1. Propiedades del material de taludes.

Las propiedades que influyen directamente en el análisis de estabilidad de taludes son los parámetros de resistencia al corte, ya que estos se involucran directamente en estabilizar el talud frente a fuerzas de deslizamiento que existen en un talud, y el peso volumétrico del material.

A continuación, se presenta un formato de resumen de la caracterización geotécnica de los taludes, presentando las propiedades que se deben recopilar en base a los ensayos IN SITU realizados.

Tabla N° 1-34. Resumen de propiedades físico – mecánicas de los taludes.

Fecha de Ensayo	Absisa	Sector	Clasificación Sucs	Contenido de agua (%)	Grado de Saturación (%)	Cohesión (T/m2)	Ángulo (°) de Fricción Interno	Peso Unitario Seco, KN/m3	Peso Unitario Húmedo, KN/m3
Día 1	0+500	-	ML	28.2	92.10	5.4	32	13.05	15.49
Día 2	0+550	-	ML	29.5	82.14	6.7	32	14.70	17.84

Fuente: Los autores (2018).

Dichas propiedades son requeridas para realizar el análisis de estabilidad de los taludes.

1.3.2.2.2. Coeficiente de sismicidad.

Se considera un coeficiente de sismicidad horizontal, relacionados a un sismo de determinada magnitud, el cual se involucra en considerar la Fuerza de deslizamiento que genera un sismo en un talud. El coeficiente de sismicidad se determina en base a los siguientes parámetros:

El factor de zona sísmica Z es un coeficiente que representa un porcentaje de la aceleración de la gravedad que tiene incidencia en un evento sísmico, dicho factor depende de la ubicación zona sísmica a la que pertenezca el proyecto, especificada en el Subcapítulo de Estudio Geológico definitivo de este trabajo.

El Tipo de suelo en el sitio, el cual, según la Normativa NEC, Capítulo de peligro sísmico, clasifica a los perfiles del suelo de la siguiente manera.

Tabla N° 1-35. Tipos de perfiles de suelo para el diseño sísmico.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ Kpa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3\text{m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5 \text{ m}$ con índice de Plasticidad $IP > 75$)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 30\text{m}$)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Fuente: NEC (2015) Norma Ecuatoriana de la Construcción.

En base a la zonificación sísmica, y el perfil del Suelo se determina los coeficientes de amplificación del suelo, y de comportamiento no lineal de los suelos, especificados en la sección 3.2.2 de la Normativa NEC (Capítulo de Peligro sísmico).

1.3.2.2.3. Presencia del nivel freático.

El considerar el nivel máximo (Relacionado a un periodo de retorno) al que se encuentre considera para el análisis del talud la fuerza de deslizamiento que la presencia de este involucra.

1.3.2.2.4. Factores de seguridad.

El análisis de estabilidad de talud está relacionada a un factor de seguridad al deslizamiento que se debe satisfacer. Los factores de seguridad deben ser considerados para tres tipos de situaciones; Situación permanente (Carga Muerta + Carga Viva Nominal), situación provisional (Carga Muerta + Carga Viva Máxima), y situación accidental (Carga Muerta + Carga Viva Nominal + Sismo).

Los factores de seguridad admisibles están establecidos en la “Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-CM”, correspondiente al Capítulo de Cimentaciones, y se indican a continuación.

Tabla N° 1-36. Factores de seguridad al deslizamiento.

Condición **	Fscore Mínimo	
	Diseño	Construcción
Carga Muerta+Carga Viva Nominal	1.5	1.25
Carga Muerta+ Carga Viva Máxima	1.25	1.1
Carga Muerta+ Carga Viva Nominal + Sismo de diseño Pseudo estático	1.1	1.00 *
Taludes - condición estática y Agua Subterránea Normal	1.5	1.25
Taludes - condición pseudo estática con agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de diseño	1.05	1.00 *

Tabla 4: Factores de seguridad por corte mínimos

La Carga Viva Nominal, se considera un factor de reducción por simultaneidad de la carga viva.

La Carga Viva Máxima no se considera un factor de reducción.

(*) La demanda sísmica para los análisis pseudo estáticos será del 60% de la aceleración máxima en el terreno:

Fuente: NEC (2015) Norma Ecuatoriana de la Construcción.

El factor de seguridad determinado es aquel que se utiliza para conocer el factor de amenaza de que el talud falle en las condiciones que se diseña, el factor de seguridad para un plano de falla circular es:

$$F.S. = \frac{\text{Momento resistente}}{\text{Momento actuante}}$$

1.3.2.3. Métodos de análisis de Estabilidad del talud.

El análisis de la estabilidad está basado en un planteamiento matemático en que intervienen las fuerzas estabilizadoras como las desestabilizadoras actuantes sobre un talud, los métodos de análisis se clasifican en métodos determinísticos y probabilísticos, de los cuales son más utilizados los métodos determinísticos, especialmente los métodos de Equilibrio límite, que consisten en analizar las fuerzas

que tienden el movimiento de la masa de suelo, y las fuerzas que se resisten al deslizamiento, esto se realiza primero definiendo una superficie teórica de rotura y empleando el criterio de rotura Mohr-Coulomb.

Dentro de los métodos de equilibrio límite, el más difundido es el método de las Dovelas, que consiste en dividir la masa deslizante en fracciones pequeñas, el método de las Dovelas se clasifica en Métodos precisos y Métodos aproximados, dentro de los cuales los métodos precisos involucran teorías como Morgenstern - Price, Spencer y Bishop, en cuanto métodos aproximados están las teorías de Janbú, Fellenius y Bishop Simplificado. Los métodos de las dovelas son utilizados en casos en las que la superficie de rotura se considera circular, entonces se abarca el análisis de del talud en Dos dimensiones, empleando la sección transversal representativa del talud, analizando las fuerzas que pretenden deslizar al talud y aquellas que se resisten a ello a cada franja en las que se dividió la sección transversal del talud, permitiendo así determinar el factor de seguridad al deslizamiento para todo el talud.

1.3.2.4. Resultados del análisis de estabilidad de taludes.

1.3.2.4.1. Recomendación de taludes de corte.

Es decir, se determina para cada tramo de la vía (Con su correspondiente abscisado) el valor de los coeficientes de talud, definiendo un coeficiente de Talud (Horizontal: Vertical) que garantiza un corte del material sin presentar inestabilidad, para todo tramo de vía donde se requiera conformar un talud de corte para la vía proyectada.

En cuanto a taludes de corte se refieren, estos se pueden clasificar en dos grandes grupos, Taludes con corte menores a 5 m, y taludes con corte mayores a 5 m.

Los taludes de corte mayor a 5m, se analizan empleando el Método del Talud infinito, donde se ha presenciado que los deslizamientos de gran magnitud generalmente la masa deslizada se mueve aproximadamente en forma paralela a la superficie del terreno, en este tipo de fallas la longitud del deslizamiento es mayor en relación al espesor.

En el presente trabajo se analizará los taludes con corte menores a 5 metros, los cuales pueden ser determinados por Tablas existentes en la literatura (Basadas en Teoría del Equilibrio límite, la cual se basa en análisis estático de las fuerzas actuantes sobre el talud).

A continuación, se presenta una recomendación breve para taludes pequeños.

Tabla N° 1-37. Coeficientes de talud recomendables, según Tipo de suelo, para corte inferior a 5m

Tipo de material	Talud recomendable S altura del corte H (m) hasta 5 m	Observaciones
1. Arenas limosas y limos compactos	$\frac{1}{2}$	$k = 10^{-7}$ cm/s. Descopetar 1:1 la parte superior más intemperizada. Si son materiales fácilmente erosionables, deberá proyectarse talud 1:1
2. Arenas limosas, limo poco compacto	$\frac{1}{4}$	$k = 10^{-7}$ cm/s contracuneta impermeable. Descopetar 1,5:1 la parte más intemperizada
3. Arenas limosas y limos muy compactos	$\frac{1}{4}$	$k = 10^{-7}$ cm/s. Descopetar la parte superior suelta
4. Arcillas poco arenosas, firmes y homogéneas	$\frac{1}{2}$	$k = 10^{-8}$ cm/s. Descopetar 1:1 la parte intemperizada. Si existe flujo de agua, construir subdrenaje
5. Arcillas blandas expansivas	1	$k = 10^{-8}$ cm/s

Fuente: Secretaría de Obras Públicas, Departamento de Antioquia, Colombia.

La estabilidad de taludes en caso simples, de taludes pequeños puede recomendarse los siguientes ángulos de corte, dependiendo la predominancia del tipo de suelo.

- **Suelos Cohesivos.** –Para este tipo de suelos se tiene el caso particular en condiciones no drenadas.

- ✓ Suelo netamente cohesivo condición no drenada. –Para este tipo de suelo se contempla un corte vertical con una determinada altura crítica de corte, aplicable para suelos netamente cohesivos poco permeables, con una permeabilidad máxima de 9×10^{-4} cm/s.

La altura crítica se determina con la siguiente ecuación.

$$H_{crítica} = \frac{4 C_U}{Y}$$

Donde:

$H_{crítica}$

= *Altura crítica en un talud vertical en suelo cohesivo poco permeable (m)*

C_U = *Consistencia media (KPa)*

Y = *Peso volumétrico del suelo $\left(\frac{KN}{m^3}\right)$*

- **Suelo cohesivo - friccionante.** –Para este tipo de suelo se contempla emplear los parámetros de resistencia al corte como lo son cohesión y fricción, con la siguiente ecuación.

$$H_{crítica} = \frac{4 C'}{Y} * \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right)$$

Donde:

$H_{crítica}$ = *Altura crítica en un talud vertical en suelo cohesivo
– friccionante (m)*

C = *Cohesión (KPa)*

π = Número pi, expresado en radianes.

φ = *Ángulo de fricción interno.*

Además, los suelos cohesivos friccionantes pueden determinar su ángulo de corte con la siguiente ecuación.

$$\theta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$$

Donde:

θ = *ángulo de corte recomendado.*

φ = *Ángulo de fricción interno.*

Suelo netamente friccionante. –Para este tipo de suelo se recomienda un ángulo de corte del talud semejante al ángulo de fricción interna del suelo, así.

$$\theta = \varphi$$

1.3.2.4.2. Recomendación de medidas de sostenimiento.

Esta medida aplica en sectores donde el desmonte ha provocado inestabilidad, sectores en donde los factores de seguridad sean inferiores a los factores mínimos requeridos, entonces allí se deberán plantear medidas de sostenimiento que garantice la estabilidad del talud, medidas como recubrimiento del talud con geomallas o geotextiles, recubrimiento del talud con hormigón lanzado, e inclusive anclajes del terreno del talud.

Capítulo II

ESTUDIO DE TRÁNSITO

2.1. Definiciones Generales

Tránsito. – Se denomina tránsito al conjunto de vehículos que circulan por una vía.

Eje equivalente. – Es un eje constituido por un eje simple rueda doble de carga estandarizada de 8,2Ton, o 18Kips.

Tránsito equivalente. – Numero acumulado de ejes equivalentes ($P=8,2\text{Ton}$), en el carril de diseño durante el periodo de diseño.

Factor de equivalencia de carga. – Es un valor numérico que representa el daño relativo producido al pavimento por una configuración de carga por eje específico con respecto a un eje estándar de $P=8,2\text{ Ton}$ (eje equivalente).

Tránsito promedio diario. – Es el volumen de tránsito, durante un periodo de tiempo, dividido para el número de días del periodo.

Tránsito existente. – Es aquel tránsito que presenta la vía antes de ser pavimentada.

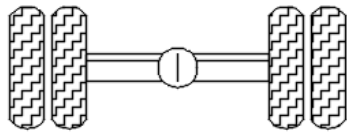
Tránsito atraído. – Es el volumen de tránsito que sin cambiar ni su origen ni su destino, puede ocupar la futura vía pavimentada como ruta alterna afluyendo a ella a través de otras vías ya existentes.

Tránsito generado. – Es el volumen de tránsito que resulta como consecuencia del desarrollo económico y social de la nueva zona de influencia.

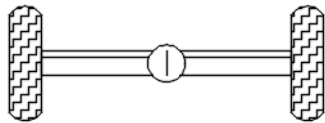
Tránsito inducido. – Es la suma del tránsito atraído y generado.

2.2. Configuración de ejes de vehículos.

Eje simple. – Es en cuyos extremos puede llevar una rueda (eje simple rueda simple), o dos ruedas (eje simple rueda doble).

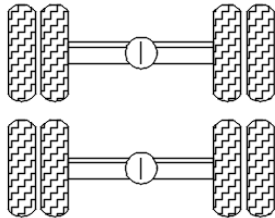


Eje simple rueda doble



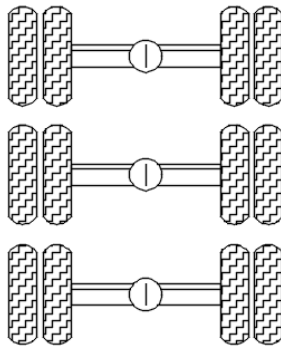
Eje simple rueda simple

Eje tándem. – Es aquel constituido por dos ejes simples rueda doble.



Eje tandem

Eje trídem. – Es aquel constituido por tres ejes simples rueda doble.



Eje tridem

2.3. Tipos de vehículos en el Ecuador

Uno de los parámetros más importantes para el diseño de pavimentos es el tránsito, es por esta razón que se debe realizar una caracterización de los vehículos que circulan por la carretera antes de ser pavimentada, para esto de manera general se divide a los vehículos en dos grandes grupos los cuales son vehículos livianos y vehículos pesados, siendo así los segundos los que en realidad aportan un dato para el diseño del pavimento ya que los vehículos livianos no son considerados como vehículos que causan daños significativos en el pavimento.

En el Ecuador con el fin de establecer mecanismos para la mejora del nivel de servicios prestados por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas expide en el 2016 las normativas para el Control de Peso y Dimensiones de vehículos de carga pesada que circulan en la Red Vial del País.

Siendo así los límites superiores e inferiores de peso bruto vehicular, para los vehículos de carga pesada de 3,5 toneladas y 48 toneladas, de esta manera el último valor (48 toneladas) será el máximo peso bruto vehicular permitido en carreteras y puentes.

2.3.1. Tabla nacional de pesos y dimensiones.

Como se ha dicho anteriormente el MTOP con la finalidad de regular los pesos y dimensiones de los vehículos pesados ha establecido la siguiente tabla, la cual todo vehículo de carga pesada cuyo peso bruto vehicular sea igual o superior a 3,5 toneladas, de procedencia nacional o internacional, deberá acogerse a los pesos y dimensiones expuestos en dicha tabla.

Tabla N° 2-1. Tabla nacional de pesos y dimensiones.













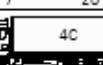














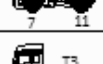


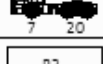





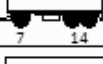


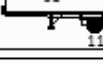


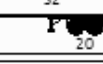


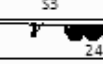


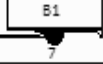


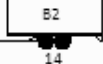


TABLA NACIONAL DE PESOS Y DIMENSIONES DE VEHÍCULOS DE CARGA PESADA MOTORIZADOS, REMOLQUES Y SEMIRREMOLQUES								
TIPO	DISTRIBUCIÓN MÁXIMA DE CARGA POR EJE	DESCRIPCIÓN			PESO BRUTO VEHICULAR MÁXIMO PERMITIDO (toneladas)	LONGITUDES MÁXIMAS PERMITIDAS (metros)		
						Largo	Ancho	Alto
2 D		 	CAMIÓN DE DOS (2) EJES PEQUEÑO		7	5,50	2,60	3,00
2DA		 	CAMIÓN DE DOS (2) EJES MEDIANOS		10	7,50	2,60	3,50
2DB		 	CAMIÓN DE DOS (2) EJES GRANDES		18	12,20	2,60	4,10
3-A		 	CAMIÓN DE TRES (3) EJES		27	12,20	2,60	4,10
4-C		 	CAMIÓN DE CUATRO (4) EJES		31	12,20	2,60	4,10
4-0 OCTOPUS		 	CAMIÓN CON TÁNDEM DIRECCIONAL Y POSTERIOR		34	12,20	2,60	4,10
V2DB		 	VOLQUETA DE DOS (2) EJES		18	12,20	2,60	4,10
V3A		 	VOLQUETA DE TRES (3) EJES		27	12,20	2,60	4,10
T2		 	TRACTO CAMIÓN DE DOS (2) EJES		18	8,50	2,60	4,10
T3		 	TRACTO CAMIÓN DE TRES (3) EJES		27	8,50	2,60	4,10
R2		 	REMOLQUE DE DOS (2) EJES		14	10,00	2,60	4,10
R3		 	REMOLQUE DE TRES (3) EJES		21	10,00	2,60	4,10
S1		 	SEMI-REMOLQUE DE UN (1) EJE		11	13,20	2,60	4,10
S2		 	SEMI-REMOLQUE DE DOS (2) EJES		20	13,20	2,60	4,10
S3		 	SEMI-REMOLQUE DE TRES (3) EJES		24	13,20	2,60	4,10
B1		 	REMOLQUE BALANCEADO DE UN (1) EJE		7	10,00	2,60	4,10
B2		 	REMOLQUE BALANCEADO DE DOS (2) EJES		14	10,00	2,60	4,10
B3		 	REMOLQUE BALANCEADO DE TRES (3) EJES		21	10,00	2,60	4,10

TABLA NACIONAL DE PESO BRUTO VEHICULAR Y DIMENSIONES MÁXIMAS PERMISIBLES EN COMBINACIONES								
TIPO	DISTRIBUCIÓN MÁXIMA DE CARGA POR EJE	DESCRIPCIÓN			PESO BRUTO VEHICULAR MÁXIMO PERMITIDO COMBINADO (toneladas)	LONGITUDES MÁXIMAS PERMITIDAS (metros)		
						Largo	Ancho	Alto
2S1				TRACTO CAMIÓN DE DOS (2) EJES Y SEMIRREMOLQUE DE UN (1) EJE	29	20,50	2,60	4,30
2S2				TRACTO CAMIÓN DE DOS (2) EJES Y SEMIRREMOLQUE DE DOS (2) EJES	38	20,50	2,60	4,30
2S3				TRACTO CAMIÓN DE DOS (2) EJES Y SEMIRREMOLQUE DE TRES (3) EJES	42	20,50	2,60	4,30
3S1				TRACTO CAMIÓN DE TRES (3) EJES Y SEMIRREMOLQUE DE UN (1) EJE	38	20,50	2,60	4,30
3S2				TRACTO CAMIÓN DE TRES (3) EJES Y SEMIRREMOLQUE DE DOS (2) EJES	47	20,50	2,60	4,30
*3S3				TRACTO CAMIÓN DE TRES (3) EJES Y SEMIRREMOLQUE DE TRES (3) EJES	48	20,50	2,60	4,30
2R2				CAMIÓN REMOLCADOR DE DOS (2) EJES Y REMOLQUE DE DOS (2) EJES	32	20,50	2,60	4,30
**2R3				CAMIÓN REMOLCADOR DE DOS (2) EJES Y REMOLQUE DE TRES (3) EJES	39	20,50	2,60	4,30
*3R3				CAMIÓN REMOLCADOR DE TRES (3) EJES Y REMOLQUE DE TRES (3) EJES	48	20,50	2,60	4,30
**3R2				CAMIÓN REMOLCADOR DE TRES (3) EJES Y REMOLQUE DE DOS (2) EJES	41	20,50	2,60	4,30
2B1				CAMIÓN REMOLCADOR DE DOS (2) EJES Y REMOLQUE BALANCEADO DE UN (1) EJE	25	20,50	2,60	4,30
2B2				CAMIÓN REMOLCADOR DE DOS (2) EJES Y REMOLQUE BALANCEADO DE DOS (2) EJES	32	20,50	2,60	4,30
2B3				CAMIÓN REMOLCADOR DE DOS (2) EJES Y REMOLQUE BALANCEADO DE TRES (3) EJES	39	20,50	2,60	4,30
3B1				CAMIÓN REMOLCADOR DE TRES (3) EJES Y REMOLQUE BALANCEADO DE UN (1) EJE	34	20,50	2,60	4,30
3B2				CAMIÓN REMOLCADOR DE TRES (3) EJES Y REMOLQUE BALANCEADO DE DOS (2) EJES	41	20,50	2,60	4,30
3B3				CAMIÓN REMOLCADOR DE TRES (3) EJES Y REMOLQUE BALANCEADO DE TRES (3) EJES	48	20,50	2,60	4,30

Fuente: (Ministerio de Transporte y Obras Públicas, 2016)

2.4. Métodos de Conteo Vehicular

2.4.1. Conteo en estaciones de peaje.

Este método de conteo se lo realiza mediante estaciones de peaje y permite realizar aforos vehiculares continuos e ininterrumpidos los 365 días del año, durante la vida de dicha estación, mediante este tipo de conteos se obtiene series históricas. Se presenta un ejemplo de datos obtenidos de la estación de peaje Machachi e la siguiente tabla.

Tabla N° 2-2. Ejemplo de conteo vehicular por peaje

VEHICULOS AÑO 2015													
CATEGORÍA	MESES												Total Año
VEHÍCULO	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	
Livianos	646577	653335	643022	683579	714978	654048	707973	728112	616967	592707	668284	714289	8023871
Camión 2 ejes	96621	90576	105285	107187	108003	104102	105036	98610	101643	99349	94887	95554	1206853
Buses 2 ejes	48644	46762	50751	53177	55646	52372	54063	50725	47980	46486	50634	51323	608563
Camión 3 ejes	9946	9076	11533	11076	11337	10870	10678	10601	11287	11484	11213	10722	129823
Buses 3 ejes	45	47	45	118	74	79	61	35	23	20	21	46	614
Camión 4 ejes	1799	1753	2343	2523	2373	1813	1643	1410	1518	1552	1444	1619	21790
Camión 5 ejes	4404	4212	6384	8096	7564	5258	4393	4272	4302	4391	4315	4741	62332
Camión 6 ejes	13693	12436	14977	15725	15054	14983	15028	13850	14106	13409	12805	12931	168997
Motos	5049	5005	4966	5627	6128	5727	5866	6088	5197	5017	5696	6639	67005
Total	826778	823202	839306	887108	921157	849252	904741	913703	803023	774415	849299	897864	10289848

Fuente: Peaje de Machachi. (2013). [Aforo vehicular de la estación de Machachi año 2013].

2.4.2. Conteo automático.

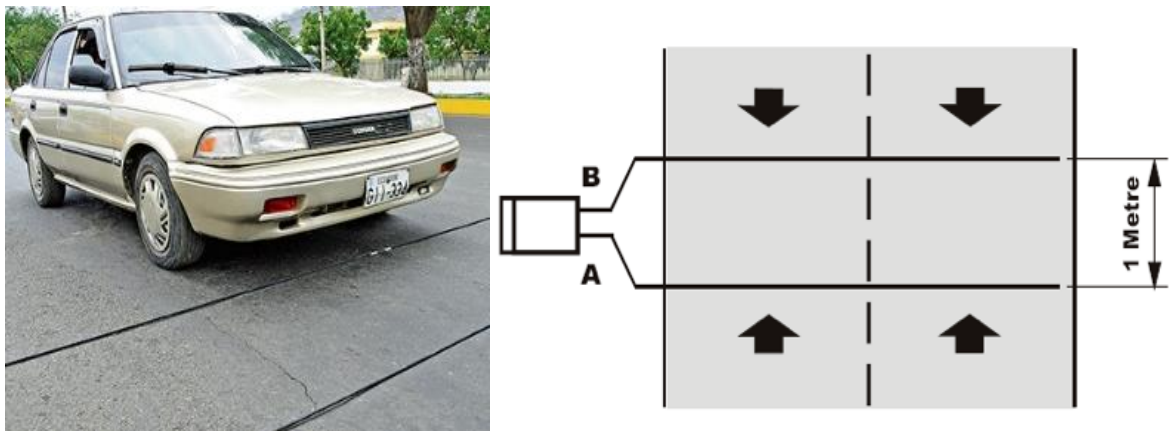
Este método emplea detectores automáticos, que pueden ser de superficie o bajo superficie (tubos neumáticos o contadores electrónicos respectivamente), la ventaja de este conteo es que puede obtener datos precisos del número de vehículos, pero tiene la gran desventaja que no se obtiene datos clasificados del tipo de vehículos, por esta

razón se puede relacionar el conteo automático con este para obtener datos clasificados más precisos de vehículos.

2.4.2.1. Conteo automático por detectores automáticos superficiales.

Este conteo se lo realiza mediante software y hardware especializados, los cuales constan de una manguera la cual en su interior está formada por dos laminas metálicas que al estar en contacto cada vez que un vehículo pasa sobre, cierran el circuito eléctrico y de esta manera este impulso electrónico es leído por el contador como un vehículo más en el aforo.

Ilustración N° 2-1. Esquema de contador automático sobre superficie.



Fuente: (El Diario, 2015)

A pesar de ser uno de los mejores métodos de conteo vehicular, este puede tener algún porcentaje de error ya sea esto por errores humanos al momento de instalar las mangueras, debido a que si estas no están correctamente ancladas estas pueden generar errores al conteo, por otro lado, está el error al momento en que dos o más vehículos pasen al mismo tiempo, lo cual puede generar un error en el conteo vehicular.

En la siguiente grafica se presenta un ejemplo de datos de un conteo automático.

Tabla N° 2-3. Ejemplo de conteo vehicular automático

MINISTERIO DE TRANSPORTE Y COMUNICACIONES
DIRECCION GENERAL SECTORIAL DE TRANSPORTE TERRESTRE
OFICINA DE PLANIFICACION DEL TRNSPORTE TERRESPTRE
IVISION DE ESTADISTICA E INFORMACION

CONTEO MECANICO TRAMO CABUDARE - ACARIGUA.(ESTADOS LARA PORTUGUES).

UBICACION: TRONCAL 004 ENTRE LA MIEL Y LA LUCIA.LIMITE LARA - PORTUGUESA.(ESTADOS PORTUGUES).
ESTACION 8:4. SENTIDO: DOBLE. CANALES:2

FECHA > HORA	17/8/92 LUNES	18/08/92 MARTES	19/08/92 MIÉRCOLES	20/08/92 JUEVES	21/08/92 VIERNES	15/08/92 SÁBADO	16/08/92 DOMINGO	PROMED.	DESV.
12- 1am	61	78	69	77	109	98	70	80	16
1- 2 am	69	65	44	82	67	78	56	65	11
2- 3 am	82	57	51	81	73	77	40	66	15
3- 4 am	144	66	52	70	62	63	21	68	34
4- 5 am	65	128	102	144	101	62	48	93	33
5- 6 am	285	188	184	175	166	166	78	166	38
6- 7 am	437	319	321	377	330	267	118	310	93
7- 8 am	569	516	506	531	476	378	257	461	101
8- 9 am	492	486	538	547	478	411	229	474	88
9- 10 am	520	548	517	532	518	456	362	484	55
10- 11am	490	456	492	553	543	542	404	511	49
11- 12 am	508	569	414	558	599	525	412	497	65
12- 1 pm	564	510	573	521	553	481	419	526	53
1- 2 pm	481	558	552	520	472	472	418	491	41
2- 3 pm	489	531	475	519	524	573	411	507	51
3- 4 pm	498	549	472	516	553	467	447	498	35
4- 5 pm	598	484	498	613	638	475	464	574	64
5- 6 pm	608	558	544	595	614	421	520	541	66
6- 7 pm	685	394	582	599	532	403	613	556	68
7- 8 pm	430	329	389	439	460	351	438	414	35
8- 9 pm	269	369	271	267	378	212	318	291	48
9- 10 pm	217	202	201	219	223	162	195	203	19
10- 11pm	199	171	135	225	178	143	135	169	32
11- 12 pm	83	128	67	188	131	67	69	95	26
VEH/DIA		8683	8058	8441	8877	8771	6624	PDT :	8113
MAX.		608	582	569	613	573	613	PDT HAB :	8566
PROM.		362	336	352	378	306	276	PDT 12H. :	6405
VEH/12H		6422	6163	6325	6613	5596	5028	MAX.HOR.:	638
V.MAX/HR.AM . 569		569	560	568	558	599	542	421	
V.MAX/HR.PM . 608		608	569	569	613	638	573	613	

NOTA: Los conteos en cero son producto de: -No hubo conteo ese dia o en ese momento

-Fallas mecanicas

No incluye MOTOS.

(\$) Fecha de Conteo.

Fuente: (Obtención y Manejo de la información de tránsito para diseño de pavimentos, 2010)

2.4.3. Conteo manual.

Este método consiste en realizar el conteo vehicular empleando recursos humanos, mediante anotaciones de los tipos de vehículos que transitan por determinada carretera, la principal ventaja de esta metodología de conteo, es que con esta se obtiene datos clasificados de los vehículos, por otro lado la principal desventaja de este método es que podría presentar un error humano de visualización y distracción al momento de realizar el conteo, sobre todo el volúmenes de tráfico altos, mientras que en volúmenes de tráfico pequeños puede ser posible evitar estos errores. Este tipo de conteo se lo puede realizar con ayuda de recursos como las tablas presentadas a continuación, o a su vez con ayuda de aplicaciones electrónicas o softwares.

TABLA PARA EL CONTEO MANUAL HORARIO DE VEHÍCULOS

NOMBRE DEL PROYECTO:											
UBICACIÓN:											
N° DE CARRILES ACTUALES:											
FECHA:		DÍA DE LA SEMANA:									
HORA DE INICIO:		HORA DE FINALIZACIÓN:									











TIPO DE VEHÍCULO	DESCRIPCIÓN.	CARRIL N°:	CARRIL N°:	CARRIL N°:
		SENTIDO:	SENTIDO:	SENTIDO:
LIVIANOS   	AUTOMÓVILES	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>
	CAMIONETAS	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>
	4X4	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>
	VAN	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>
	FURGONETAS	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>
	TOTAL:			
BUSES	SRS	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>
		<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>
	SRS+TANDEM	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>
		<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>
CAMIONES	SRS+SRS	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>
		<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>
	SRS+TANDEM	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>
		<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>
	SRS+TRIDEM	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>
		<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>
SRS+SRS+TRIDEM	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	
	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	
SRS+TANDEM+TRIDEM	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	
	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	<div><div></div><div></div><div></div><div></div><div></div></div>	

TABLA PARA LA TABULACIÓN DE RESULTADOS DEL CONTEO DIARIO

NOMBRE DEL PROYECTO:			
UBICACIÓN:			
N° DE CARRILES ACTUALES:			
FECHA:		DÍA DE LA SEMANA:	

TIPO DE VEHÍCULO	LIVIANOS	BUSES		CAMIONES					TOTAL DE VEHÍCULOS POR HORA
HORA	VEHÍCULOS LIVIANOS	2 EJES	3 EJES	2 EJES	3 EJES	4 EJES	5 EJES	6 EJES	
7:00-8:00									
8:00-9:00									
9:00-10:00									
10:00-11:00									
11:00-12:00									
12:00-13:00									
13:00-14:00									
14:00-15:00									
15:00-16:00									
16:00-17:00									
17:00-18:00									
18:00-19:00									
19:00-20:00									
20:00-21:00									
21:00-22:00									
22:00-23:00									
23:00-0:00									
00:00-1:00									
1:00-2:00									
2:00-3:00									
3:00-4:00									
4:00-5:00									
5:00-6:00									
6:00-7:00									
TOTAL DE VEH. CLASIFICADOS POR DÍA									

Este método de conteo vehicular conlleva una planificación previa en la cual se debe contemplar que:

- Los días de conteo de vehículos, estos serán como mínimo de entre 3 o 4 días.
- El número de horas en las que deberá realizarse el conteo será como mínimo de entre 12 y 24 horas.
- La selección de los lugares para la ubicación de las estaciones de conteo se lo realiza conforme a lo siguiente:
 - ✓ Las estaciones de conteo manuales se las realizara conforme a las condiciones geométricas de la vía, evitando estaciones en tramos en curvas, así como tramos con pendientes fuertes, esto con la finalidad de obtener una apropiada visibilidad para identificar los vehículos fácilmente.
 - ✓ Se deberá tomar en cuenta la existencia de caminos de accesos cerca a la estación de conteo con el fin de evitar que el tráfico que se desvía hacia estos no afecte el conteo vehicular.

A continuación, se presenta un ejemplo del conteo vehicular manual realizado en la carretera Cahuají empalme vía Ambato - Baños, ubicada en las provincias de Chimborazo y Tungurahua.

Tabla N° 2-4. Ejemplo de conteo vehicular manual.

FECHA: Domingo 30 de Septiembre del 2018

DIRECCIÓN

RIOBAMBA - BAÑOS

RIOBAMBA - BAÑOS

HORA	LIVIANOS	BUSES	PESADOS 2EJES > 2 EJES		TOTAL	HORA	LIVIANOS	BUSES	PESADOS 2EJES > 2 EJES		TOTAL
6:00-7:00	81	10	10	2	103	6:00-7:00	83	13	9	3	108
7:00-8:00	85	20	7	3	115	7:00-8:00	87	23	6	5	121
8:00-9:00	96	10	8	4	118	8:00-9:00	98	13	7	5	123
9:00-10:00	97	10	7	2	116	9:00-10:00	99	13	6	2	120
10:00-11:00	111	5	9	4	129	10:00-11:00	113	8	8	5	134
11:00-12:00	113	6	10	3	132	11:00-12:00	115	9	9	3	136
12:00-13:00	140	10	11	2	163	12:00-13:00	142	13	10	4	169
13:00-14:00	134	2	12	2	150	13:00-14:00	136	5	11	2	154
14:00-15:00	121	4	6	2	133	14:00-15:00	123	7	5	5	140
15:00-16:00	93	6	9	3	111	15:00-16:00	95	9	9	3	116
16:00-17:00	82	2	7	4	95	16:00-17:00	84	5	3	4	96
17:00-18:00	77	5	8	3	93	17:00-18:00	79	8	2	5	94
SUMA	1230	90	104	34	1458	SUMA	1254	126	85	46	1511

Elaborado por: Los autores, Ecuador, 2018

2.4.4. Ajuste de datos obtenidos mediante conteo automático con respecto a un conteo manual.

Este tiene como objetivo acoplar los valores de conteo automático (valores precisos del número de vehículos) en función de un conteo manual realizado en la misma estación (valores clasificados del número de vehículos, pero no tan precisos), para así obtener valores precisos de número de vehículos de manera clasificada. Esto se lo realiza obteniendo valores porcentuales de los vehículos contabilizados mediante el conteo manual, para así aplicar estos valores al total del conteo automático, como se muestra a continuación. Cabe anotar que el ajuste se lo realizará de manera diaria.

Tomando como referencia los valores del ejemplo de conteo manual descritos en el punto anterior, determinamos el valor porcentual de los diferentes tipos de vehículos contabilizados durante el conteo manual, como se muestra en la tabla siguiente.

Tabla N° 2-5. Porcentaje de los diferentes vehículos contabilizados por conteo manual.

DIRECCIÓN	RIOBAMBA - BAÑOS				
HORA	LIVIANOS	BUSES	PESADOS		TOTAL
			2 EJES	> 2 EJES	
SUMA	1230	90	104	34	1458
	$\frac{1230}{1458} \times 100\%$	$\frac{90}{1458} \times 100\%$	$\frac{104}{1458} \times 100\%$	$\frac{34}{1458} \times 100\%$	
VALOR %	84.36%	6.17%	7.13%	2.33%	100%

Elaborado por: Los autores, Ecuador, 2018

Ahora suponiendo que el resultado de un conteo automático realizado en la misma estación de conteo dio como resultado un valor de 2245 veh./día para ese día.

Obtendremos los valores ajustados del número de vehículos para dicho día.

Tabla N° 2-6. Ejemplo de conteo vehicular manual.

DIRECCIÓN	RIOBAMBA - BAÑOS				
HORA	LIVIANOS	BUSES	PESADOS		TOTAL
			2 EJES	> 2 EJES	
SUMA	1230	90	104	34	1458
VALOR %	84.36%	6.17%	7.13%	2.33%	100%
	$\frac{84.36\%}{100\%} \times 2245$	$\frac{6.17\%}{100\%} \times 2245$	$\frac{7.13\%}{100\%} \times 2245$	$\frac{2.33\%}{100\%} \times 2245$	
VALOR AJUSTADO	1894	139	160	52	2245

Elaborado por: Los autores, Ecuador, 2018

2.5. Tráfico Promedio Diario Anual

El tráfico promedio diario anual (TPDA) es la cuantificación del volumen del tráfico promedio anual que circula en un día en una carretera determinada, en un tiempo

determinado, es por ello que el cálculo del TPDA debe ser actualizado al año cero del proyecto vial.

Para el cálculo del TPDA se debe realizar el conteo de vehículos en el punto de estudio, considerando los siguientes términos:

- En vías de doble sentido se cuantificará el tráfico en ambos sentidos de circulación, normalmente el número de vehículos en ambos sentidos deben ser semejantes, al finalizar el día de conteo.
- En el caso de Autopistas con se calcula el TPDA por sentido de circulación, con el fin de determinar el flujo direccional, siendo este el porcentaje de vehículos que circula en cada sentido.

Como se mencionó el Tráfico Promedio Diario Anual es el primer parámetro que se obtiene del estudio del tránsito, pero teóricamente el TPDA significaría que se debería determinar el conteo los 365 días del año, para así establecer el promedio de todos los datos recopilados, pero debido al costo que convendría es inusual realizar este trabajo, por ello se puede determinar el TPDA semanal realizando el conteo de vehículos por 24 horas diarias, de al menos cuatro días, pero se debe considerar que el conteo debe ser en meses representativos del año, y el conteo debe incluir un fin de semana entre sus días registrados.

Entonces, en base al Volumen de tráfico promedio determinado existe un proceso para llegar a determinar el Tráfico Promedio Diario Anual.

2.5.1. Volúmenes de tráfico Promedio.

Es la cuantificación del tráfico promedio medido en un lapso de tiempo (Horas, Semanas, mes, año), y promediado según el número de días correspondientes, entregando un volumen promedio de Vehículos/día. Los diferentes Volúmenes de tráfico que se manejan son los siguientes:

2.5.1.1. Volumen de tráfico promedio horario.

Se refiere al volumen de tráfico cuantificado en un determinado número de horas al día (Menor a 24 horas) de un cierto número de días, presentado como promedio para el número de días que se realizó la observación, como se indica en el siguiente ejemplo.

Se realizó el conteo de cuatro días únicamente de 06h00 a 20h00 obteniéndose los siguientes datos.

Tabla N° 2-7. Volumen de tráfico promedio horario determinado por conteo manual.

CONTEO MANUAL, CUATRO DÍAS DE 06H00 am A 20H00							
Sector:		Panamericana sur Km 0+000					
Sentido:		Sur- Norte					
Hora			Jueves	Viernes	Sábado	Domingo	TOTAL
6h00	a	7h00	401	341	358	239	1339
7h00	a	8h00	350	402	498	371	1621
8h00	a	9h00	423	431	453	381	1688
9h00	a	10h00	487	416	474	424	1801
10h00	a	11h00	428	471	550	484	1933
11h00	a	12h00	603	431	460	473	1967
12h00	a	13h00	507	429	468	391	1795
13h00	a	14h00	423	390	416	403	1632
14h00	a	15h00	514	454	546	457	1971
15h00	a	16h00	440	514	407	502	1863
16h00	a	17h00	385	528	462	574	1949
17h00	a	18h00	372	536	383	536	1827
18h00	a	19h00	346	462	373	544	1725
19h00	a	20h00	294	392	366	415	1467
			5973	6197	6214	6194	24578

Elaborado por: Los autores, Ecuador, 2018

Se obtiene un Volumen total de 24 578 vehículos registrados en los cuatro días, en las 14 horas de conteo, el Volumen de tráfico Promedio Horario por día es el Siguiente.

Tráfico promedio horario

$$= \frac{\text{Total de vehículos cuantificados de 06h00 a 20h00}}{\text{Número de días de conteo}}$$

$$\text{Tráfico promedio horario} = \frac{24578 \text{ vehículos}}{4 \text{ días}}$$

$$\text{Tráfico promedio horario} = 6145 \frac{\text{Veh}}{\text{día}}$$

2.5.1.2. Volumen de Tráfico promedio Diario.

Este es volumen de tráfico cuantificado en las 24 horas del día, de un cierto número de días, presentado como promedio para el número de días que se realizó la observación.

La cuantificación de Tráfico promedio diario, y horario tienen como única diferencia el lapso de horas de observación, ya que el volumen de tráfico promedio diario observa las 24 horas diarias. Se toman para el ejemplo datos de observación automático, de la estación Panamericana Sur.

Tabla N° 2-8. Volumen de tráfico promedio diario determinado por conteo manual.

CONTEO AUTOMÁTICO, CUATRO HORAS DIARIAS,24 HORAS							
Estación:			Panamericana Sur				
Sentido:			Sur- Norte				
Hora			Jueves	Viernes	Sábado	Domingo	TOTAL
0h00	a	1h00	42	45	60	57	204
1h00	a	2h00	37	43	47	70	197
2h00	a	3h00	27	58	41	34	160
3h00	a	4h00	28	72	54	44	198
4h00	a	5h00	55	116	95	60	326
5h00	a	6h00	128	172	170	127	597
6h00	a	7h00	408	339	355	236	1338
7h00	a	8h00	357	407	497	365	1626
8h00	a	9h00	416	421	445	389	1671
9h00	a	10h00	495	423	484	425	1827
10h00	a	11h00	421	463	543	483	1910
11h00	a	12h00	606	436	466	467	1975
12h00	a	13h00	502	432	478	393	1805
13h00	a	14h00	433	383	418	396	1630
14h00	a	15h00	521	461	540	458	1980
15h00	a	16h00	438	512	403	508	1861
16h00	a	17h00	392	523	464	581	1960
17h00	a	18h00	378	534	389	546	1847
18h00	a	19h00	354	470	380	553	1757
19h00	a	20h00	299	390	372	422	1483
20h00	a	21h00	181	257	309	260	1007
21h00	a	22h00	143	153	157	151	604
22h00	a	23h00	134	115	140	106	495
23h00	a	24h00	98	92	100	72	362
			6893	7317	7407	7203	28820

Elaborado por: Los autores, Ecuador, 2018

Tráfico promedio diario

$$= \frac{\text{Total de vehículos cuantificados de 00h00 a 24h00}}{\text{Número de días de conteo}}$$

$$\text{Tráfico promedio diario} = \frac{28820 \text{ vehículos}}{4 \text{ días}}$$

$$\text{Tráfico promedio diario} = 7205 \frac{\text{Veh}}{\text{día}}$$

2.5.1.3. Volumen de Tráfico promedio Semanal.

Este es volumen de tráfico cuantificado en las 24 horas del día, correspondiente a los siete días de la semana, presentado como promedio para siete días.

La cuantificación de Tráfico promedio semanal, y diario tienen como única diferencia en el número de días de observación. Se toman para el ejemplo datos de observación automático de los siete días de la semana, de la estación Panamericana Sur.

Tabla N° 2-9. Volumen de tráfico promedio semanal, determinado por conteo manual.

CONTEO AUTOMÁTICO, SIETE DÍAS, 24 HORAS DIARIAS.										
Estación:			Panamericana Sur							
Sentido:			Sur- Norte		Fecha:		-			
Hora			Jueves	Viernes	Sábado	Domingo	Lunes	Martes	Miércoles	TOTAL
0h00	a	1h00	42	45	60	57	48	24	51	327
1h00	a	2h00	37	43	47	70	50	18	36	301
2h00	a	3h00	27	58	41	34	30	20	49	259
3h00	a	4h00	28	72	54	44	57	32	71	358
4h00	a	5h00	55	116	95	60	45	60	112	543
5h00	a	6h00	128	172	170	127	121	132	202	1052
6h00	a	7h00	408	339	355	236	331	394	320	2383
7h00	a	8h00	357	407	497	365	533	537	434	3130
8h00	a	9h00	416	421	445	389	427	513	398	3009
9h00	a	10h00	495	423	484	425	363	497	450	3137
10h00	a	11h00	421	463	543	483	334	518	376	3138
11h00	a	12h00	606	436	466	467	340	411	329	3055
12h00	a	13h00	502	432	478	393	356	509	361	3031
13h00	a	14h00	433	383	418	396	339	504	361	2834
14h00	a	15h00	521	461	540	458	378	366	418	3142
15h00	a	16h00	438	512	403	508	461	370	529	3221
16h00	a	17h00	392	523	464	581	648	323	479	3410
17h00	a	18h00	378	534	389	546	445	414	424	3130
18h00	a	19h00	354	470	380	553	430	322	418	2927
19h00	a	20h00	299	390	372	422	384	289	406	2562
20h00	a	21h00	181	257	309	260	247	170	242	1666
21h00	a	22h00	143	153	157	151	145	143	125	1017
22h00	a	23h00	134	115	140	106	99	163	94	851
23h00	a	24h00	98	92	100	72	46	65	53	526
			6893	7317	7407	7203	6657	6794	6738	49009

Elaborado por: Los autores, Ecuador, 2018

Tráfico promedio Semanal

$$= \frac{\text{Total de vehículos cuantificados 24h, siete días.}}{\text{Siete días de observación}}$$

$$\text{Tráfico promedio Semanal} = \frac{49009 \text{ vehículos}}{7 \text{ días}}$$

$$\text{Tráfico promedio Semanal} = 7001 \frac{\text{Veh}}{\text{día}}$$

2.5.1.4. Volumen de Tráfico promedio Mensual.

Es la cuantificación del volumen de tráfico cuantificado en las 24 horas del día, correspondiente a el total de número de días que comprenda el mes en el que se realice el estudio, presentado como promedio para el número de días del mes, se lo puede determinar en base al Volumen de Tráfico Promedio Semanal, como se indicará posteriormente en el Cálculo de factores de variación de Tránsito.

2.5.1.5. Volumen de Tráfico promedio diario Anual (TPDA).

Es la cuantificación del volumen de tráfico cuantificado en las 24 horas del día, durante los 365 días del año, presentado como promedio para el número de días, y es el primer objetivo del estudio del Tránsito, ya que este permite estimar el Tráfico al que va a dar servicio la vía proyectada.

El TPDA debe ser un valor representativo del sector de estudio, y a su vez debe ser actualizado al año cero del proyecto, para en base a este determinar el Tráfico de diseño que se determina en posteriores subcapítulos, El TPDA se lo puede determinar en base al Volumen de Tráfico Promedio Semanal, o mensual, con ayuda de los factores de variación de Tránsito, que se estudiarán a continuación.

2.5.2. Factores de variación de tránsito.

Se refiere factores que son utilizados para calcular el TPDA en base de muestreos de tráfico realizados en un determinado tiempo, (horas o días). Los factores de variación para el cálculo del TPDA son:

2.5.2.1. Factor horario (Fh).

Se refiere al factor que permite transformar el volumen de tráfico registrado en número de horas determinadas, a un Volumen de tráfico Diario promedio. Para el cálculo del factor Horario (FH) es necesario tener datos sobre conteos realizados (En el sector o zonas aledañas) las 24 horas al día, de un mismo número de días iguales al conteo que se haya realizado o que se tenga la información.

Del ejemplo de Volumen de Tráfico Promedio Horario (Tabla N° II -7) se tiene:

$$\text{Tráfico promedio horario} = 6145 \frac{\text{Veh}}{\text{día}}$$

De los Cuatro días se obtiene un volumen total de 24 578 durante las 14 horas diarias que se realizaron el conteo, con un Promedio de 6145 Veh/día.

Se debe buscar información sobre conteo de las 24 horas diarias de los mismos cuatro días, así, para el caso se toma un conteo automático de la estación Panamericana Sur en el ejemplo indicado en el Volumen de Tráfico Promedio diario (Tabla N° II -8).

$$\text{Tráfico promedio diario} = 7205 \frac{\text{Veh}}{\text{día}}$$

El conteo automático registra un volumen total vehicular de 28 820 durante las 24 horas diarias, con un Promedio de 7205 Veh/día. Donde se debe cuidar que sean de los mismos cuatro días que se tiene el Registro horario.

Entonces el factor Horario se calcula de la siguiente manera:

$$Fh = \frac{\text{Total de vehículos cuantificados de 00h00 a 24h00}}{\text{Total de vehículos cuantificados de 06h00 a 20h00}}$$

$$Fh = \frac{28820}{24578} = 1.173$$

A su vez se pudo relacionar el Volumen de Tráfico Promedio Diario (7205 veh/día), para el Volumen de Tráfico Promedio Horario (6145 veh/día), obteniéndose el mismo resultado.

2.5.2.2. Factor Diario (Fd).

El Factor diario es un coeficiente que sirve para transformar el volumen de tráfico cuantificado en un determinado número de días (4 a 6 días) en el Volumen de Tráfico promedio semanal. Para un ejemplo del cálculo de Factor diario se tiene al recopilar datos de conteos de las 24 Horas diarias durante siete días, del área del proyecto o en áreas cercanas, para así poder relacionarlo. A continuación, se toma los datos de la estación automática Panamericana sur presentados en la Tabla N°2-8, de lo que se obtiene.

$$\text{Tráfico promedio Semanal} = 7001 \frac{\text{Veh}}{\text{día}}$$

Entonces el factor diario se determina a de la siguiente manera:

$$Fd = \frac{\text{Volumen de Tráfico Promedio Semanal}}{\text{Volumen de Tráfico Promedio diario}}$$

$$Fd = \frac{7001 \text{ veh/día}}{7205 \text{ veh/día}} = 0.972$$

2.5.2.3. Factor Semanal (Fs).

El Factor semanal es aquel que nos permite transformar el volumen de tránsito Semanal promedio a Volumen de tránsito Mensual Promedio, y el cálculo de este coeficiente es en base a la relación del número de días del mes en el que se determinó el Volumen de Tránsito Semanal Promedio, con respecto al número de días que tiene el mes de febrero, es decir con ello se realiza una mayoración a aquellos meses que tienen más de 4 semanas.

Ejemplo:

$$F_{S \text{ Enero}} = \frac{N^{\circ} \text{ días Mes de Enero}}{N^{\circ} \text{ días mes de Feberero}}$$

$$F_{S \text{ Enero}} = \frac{31}{28}$$

$$F_{S \text{ Enero}} = 1.107$$

Los factores de mayoración semanales se utilizarán dependiendo del mes que se requiera, y son los indicados en la siguiente tabla.

Tabla N° 2-10. Factor semanal para todos meses del año.

Mes	Días en el mes	Fs
ENERO	31	1.107
FEBRERO	28	1.000
MARZO	31	1.107
ABRIL	30	1.071
MAYO	31	1.107
JUNIO	30	1.071
JULIO	31	1.107
AGOSTO	31	1.107
SEPTIEMBRE	30	1.071
OCTUBRE	31	1.107
NOVIEMBRE	30	1.071
DICIEMBRE	31	1.107

Fuente: Los autores, Ecuador,2018.

El factor semanal a utilizar dependerá del mes en el que se realizó el conteo, y que se requiere el coeficiente de variación del tránsito.

2.5.2.4. Factor Mensual (Fm).

El Factor mensual es aquel coeficiente de modificación que nos permite transformar el volumen de tránsito mensual promedio, en Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA), este factor mensual (Fm) se puede obtener en base a Estaciones de peaje que cuantifican el volumen en todo un año, o información sobre el consumo de combustible. Como se indica a continuación.

Tabla N° 2-11. Factor mensual por información de consumo de combustible.

MES	TOTAL CONSUMO MENSUAL (GLNS)	PROMEDIO CONSUMO DIARIO (GLNS)	Factor Mensual (Fm)
ENERO	1546230	49878.39	1.087
FEBRERO	1434347	51226.68	1.059
MARZO	1610694	51957.87	1.044
ABRIL	1557435	51914.50	1.045
MAYO	1661249	53588.68	1.012
JUNIO	1643068	54768.93	0.990
JULIO	1687367	54431.19	0.996
AGOSTO	1625045	52420.81	1.035
SEPTIEMBRE	1730170	57672.33	0.940
OCTUBRE	1783433	57530.10	0.943
NOVIEMBRE	1709556	56985.20	0.952
DICIEMBRE	1810362	58398.77	0.929
PROMEDIO CONSUMO		54231.12	

Fuente: Los autores, Ecuador, 2018.

La información resumida es acerca el consumo de Combustible total (Gasolina, diésel) por cada mes, información que debe ser del sector donde se realice el estudio, esta información de consumo de combustible por mensual se Transforma a Consumo de combustible Promedio Diario para cada mes, relacionando el total del consumo, para el número de días de cada mes.

$$Promedio\ consumo\ diario_{ENERO} = \frac{1546230}{31}$$

$$Promedio\ consumo\ diario_{ENERO} = 49878.39 \frac{GLNS}{DIA}$$

Realizado este proceso para todos los meses se calcula un promedio de consumo promedio diario anual, que involucre la información de consumo promedio diario

mensual de los 12 Meses registrados, en donde el Factor mensual se obtiene de la siguiente ecuación:

$$Factor\ Mensual\ (Fm) = \frac{Consumo\ Promedio\ diario\ anual}{Consumo\ promedio\ diario\ mensual}$$

$$Factor\ Mensual_{ENERO} = \frac{54231.12}{49878.39} = 1.087$$

Por lo cual el factor mensual al igual que el factor semanal, deberá utilizarse según el mes al que corresponda el estudio actual de tránsito que se realice. De igual manera puede obtenerse el factor mensual (Fm) mediante conteos de estaciones peajes, usando la misma metodología, es decir relacionando el Tráfico de vehículos Promedio diario (Analizado para cada mes, según el número de días del mes), para el Paso de Vehículos diarios mensual, según el mes que corresponda, como se indica a continuación.

Tabla N° 2-12. Información de volumen vehicular registrada en la estación de peaje Machachi año 2015.

MES	LIVIANOS	CAMIÓN 2 EJES	BUSES 2 EJES	CAMIÓN 3 EJES	BUSES 3 EJES	CAMIÓN 4 EJES	CAMIÓN 5 EJES	CAMIÓN 6 EJES	TOTAL
ENERO	646577	96621	48644	9946	45	1799	4404	13693	821729
FEBRERO	653335	90576	46762	9076	47	1753	4212	12436	818197
MARZO	643022	105285	50751	11533	45	2343	6384	14977	834340
ABRIL	683579	107187	53177	11076	118	2523	8096	15725	881481
MAYO	714978	108003	55646	11337	74	2373	7564	15054	915029
JUNIO	654048	104102	52372	10870	79	1813	5258	14983	843525
JULIO	707973	105036	54063	10678	61	1643	4393	15028	898875
AGOSTO	728112	98610	50725	10601	35	1410	4272	13850	907615
SEPTIEMBRE	616967	101643	47980	11287	23	1518	4302	14106	797826
OCTUBRE	592707	99349	46486	11484	20	1552	4391	13409	769398
NOVIEMBRE	668284	94887	50634	11213	21	1444	4315	12805	843603
DICIEMBRE	714289	95554	51323	10722	46	1619	4741	12931	891225

Fuente: Los autores, Ecuador, 2018.

En la tabla anterior se presenta datos sobre el Número de vehículos recopilados en el año 2015, perteneciente a la estación del Peaje Machachi, de ello se obtiene el Total Mensual, posteriormente el promedio diario, y finalmente el Factor mensual.

Tabla N° 2-13. Factor mensual año 2015, por conteo de vehículos.

N° días	MES	Total Vehículos mensual	Promedio vehículos diario	Factor Mensual (Fm)
31	ENERO	821729	26507.39	1.06
28	FEBRERO	818197	29221.32	0.96
31	MARZO	834340	26914.19	1.04
30	ABRIL	881481	29382.70	0.95
31	MAYO	915029	29517.06	0.95
30	JUNIO	843525	28117.50	1.00
31	JULIO	898875	28995.97	0.97
31	AGOSTO	907615	29277.90	0.96
30	SEPTIEMBRE	797826	26594.20	1.05
31	OCTUBRE	769398	24819.29	1.13
30	NOVIEMBRE	843603	28120.10	1.00
31	DICIEMBRE	891225	28749.19	0.97
PROMEDIO VEHÍCULOS			28018.07	

Fuente: Los autores, Ecuador, 2018.

El total de vehículos se obtiene de la suma de todos los tipos de vehículos que transitaron en el mes.

El promedio de vehículos diarios se obtiene de relación del total de vehículos para el número de días del mes correspondiente.

$$\text{Promedio vehículos diarios}_{\text{ENERO}} = \frac{821\,729 \text{ veh}}{31 \text{ días}}$$

$$\text{Promedio vehículos diarios}_{\text{ENERO}} = 26\,507.39 \frac{\text{veh}}{\text{día}}$$

En cuanto al promedio de vehículos diarios para todo el año simplemente resulta de promediar los datos de Promedio de vehículos diarios obtenidos para todos los meses del año correspondiente.

Finalmente, el factor mensual se obtiene de la relación entre el promedio de vehículos día anual para el promedio de vehículos día del mes requerido, de la siguiente manera:

$$Fm_{Enero} = \frac{26\,507.39}{28\,018.07}$$

$$Fm_{Enero} = \frac{28\,018.07}{26\,507.39}$$

$$Fm_{Enero} = 1.06$$

Entonces el factor mensual debe ser determinado con datos representativos del lugar, es decir, tomados de estaciones de servicio o peaje aledañas al punto de estudio del Tránsito, y el valor a utilizar de factor mensual dependerá del mes.

2.5.3. Cálculo del TPDA utilizando los factores de variación del Tráfico.

Como se mencionó anteriormente el Tráfico Promedio Diario Anual se puede determinar en base al Volumen de tráfico Promedio Observado (Es decir un cierto número de días generalmente de 4 días, y en un periodo de horas inferior a 24 horas) y con la intervención de los factores ya estudiados, de la siguiente manera:

$$TPDA_{AÑO\ CER0} = TO * Fh * Fd * Fs * Fm \quad Ec. II - 1$$

Donde:

TO: Tráfico Observado que corresponde al Volumen de Tráfico Promedio Horario.

Fh: Factor Horario

Fd: Factor Diario

Fs: Factor Semanal

Fm: Factor Mensual.

De los ejemplos anteriormente expuestos se presenta el cálculo del TPDA en base al Volumen de tráfico observado, y los factores de variación de tránsito calculados anteriormente, los factores Semanal y mensual serán los correspondientes al mes de abril.

$$TPDA_{AÑO\ 2015} = 6145 \frac{Veh}{día} * 1.173 * 0.972 * 1.071 * 1.045$$

$$TPDA_{AÑO\ 2015} = 7841 \frac{Veh}{Día}$$

El tráfico determinado con cualquiera de los diferentes métodos de conteo, representa el Tráfico Existente, que junto al Tráfico atraído conforman el *Tráfico actual* de la vía.

2.6. Tráfico de Diseño

El tráfico de diseño se refiere al tránsito que será utilizado en el cálculo estructural de una carretera, el cual involucra el cálculo y la estimación de diferentes tipos de tráfico que componen el tráfico de diseño, los que se revisan a continuación.

2.6.1. Tráfico Actual (T_o).

Este volumen de tráfico está constituido por dos tipos de tráfico, que son:

2.6.1.1. Tráfico Normal (T_n).

Es el tráfico determinado por los diferentes tipos de conteo especificados anteriormente, a este tipo de tráfico también se lo determina tráfico existente.

2.6.1.2. Tráfico Atraído (T_a).

Es aquel que se produce por las mejoras presentadas por la vía propuesta, este tipo de tráfico está constituido por viajes en donde los usuarios no cambian ni su origen ni su destino, ni tampoco el modo del viaje, pero se movilizarán por la vía propuesta debido a las mejoras que pueden presentar en el viaje, en cuanto al tiempo de viaje, comodidad y seguridad.

Para la estimación de este tipo de tráfico es necesario conocer las condiciones locales, es decir determinar encuestas origen - destino vehiculares, la cantidad de tráfico atraído dependerá de la capacidad de las carreteras existentes, en caso de no tener vías adyacentes construidas, en ese caso no exista vías adyacentes al proyecto, no existiría

tráfico atraído o como se lo denomina también, tráfico desviado, como este tipo de tráfico forma parte del tráfico actual, se debe proyectar al periodo de diseño del proyecto.

2.6.2. Tráfico Generado (Tg).

Este tráfico está compuesto por los viajes no realizados anteriormente por ningún medio de transporte, este se produce durante los dos años siguientes a la terminación de la mejora o construcción de la carretera, el tráfico generado se estima igual a un porcentaje del tráfico normal esperado en el primer año de vida del proyecto, y se estima en base a la mitad del porcentaje de ahorro de los usuarios por la construcción de la nueva carretera, y en casos de que el porcentaje de ahorro sea elevado, el porcentaje máximo de incremento por tráfico generado será de 20 % del tráfico existente para el primer año de operación del proyecto, pero asumir este valor puede presentar rango de error (Sobreestimar o subestimar el tráfico), por lo cual para obtener un dato más preciso se realiza encuestas en el área de influencia del proyectos, con un formato similar al que se detalla a continuación.

ENCUESTA.

Fecha: _____

Lugar: _____

Nombre: _____

Nivel de
instrucción: _____

Actividad laboral: _____

Posee vehículo: SI _____ NO _____

Vehículo Tipo: Liviano _____ Pesado _____ Bus _____

Marca: _____

Modelo: _____

Combustible

Utilizado: Diésel _____ Extra _____ Súper _____

¿Cree usted que la nueva carretera facilite en sus actividades laborales?

SI _____ NO _____

¿Compraría Ud. un vehículo para utilizarlo en sus actividades diarias y laborales?

SI _____ NO _____

Vehículo Tipo: Liviano _____ Pesado _____ Bus _____

Marca: _____

Modelo: _____

Con dicha encuesta se obtendrá el volumen adicional de posibles vehículos que utilizarán la vía proyectada.

2.6.3. Tráfico Desarrollado (Td).

Este tráfico representa el incremento del volumen del tránsito debido a las mejoras, o cambio en el uso del suelo, debido a la construcción de la carretera, las mejoras en el suelo adyacente se deben al incremento en la plusvalía de la tierra adyacente a la carretera, así como el incremento de actividades agropecuarias. Este tráfico se puede estimar como un porcentaje de 1% del tráfico existente y este tipo de tráfico deberá ser proyectado para un periodo de máximo tres años a partir del año cero de la carretera, en caso de la construcción de una vía de primer orden, se estima un valor de tráfico desarrollado del 5 % del tráfico existente.

2.6.4. Tráfico Futuro (Tf).

El tráfico futuro tiene como objetivo estimar la carga vehicular a la que estará sometida la vía en su periodo de diseño, y este se constituye del tráfico actual con su respectivo incremento a un periodo de diseño (Tráfico normal proyectado. T_{np}), además del tráfico generado proyectado a 3 años como máximo, el tráfico futuro se determina con la siguiente ecuación.

$$T_f = T_{np} + T_g + T_d \quad Ec.II - 2$$

Donde:

T_{np} : Tráfico normal proyectado, que se obtiene de la siguiente ecuación.

$$T_{np} = T_o (1 + i)^n \quad Ec.II - 3$$

Donde:

To: Tráfico actual, que está constituido por el tráfico normal o existente, y el tráfico atraído.

i: Tasa de crecimiento vehicular.

n: Número de años al que se proyecta, correspondiente a un periodo de diseño.

Entonces se detallará a continuación el cálculo de los parámetros para realizar la proyección del tránsito.

2.6.4.1. Periodo de diseño.

Es periodo durante el cual se estima la obra civil (Para el caso vial) prestará servicio bajo las condiciones de mantenimiento adecuado, el cual se trabajará con un valor de 20 años, con el fin de diseños geométricos de la vía según **Fuente especificada no válida.**, y para el diseño estructural de pavimentos se utilizará un periodo de diseño de 30 años, valor recomendado de Según *AASHTO*, a continuación se indica el periodo de diseño según el tipo de carretera.

Tabla N° 2-14. Factor mensual para todos los meses del año, información año 2015.

Tipo de Carretera	Periodo de Diseño (Años)
Urbana de tránsito elevado	30-50
Interurbana de tránsito elevado	20-50
Pavimentada de baja intensidad de tránsito	15-25
De baja intensidad de tránsito, Pavimentación con grava	10-20

FUENTE: (AASHTO Guide for design of pavement structures, 1993, págs. II-7)

2.6.4.2. Tasa de crecimiento vehicular.

Este coeficiente representa la razón o proporción en la que aumenta el parque automotriz, esta tasa de crecimiento puede ser determinada con serie histórica de vehículos matriculados, con información sobre el aumento de consumo de combustible, e inclusive en casos en que no se disponga de información sobre crecimiento vehicular, se utiliza la tasa de crecimiento poblacional del lugar.

A continuación, se indica un ejemplo del cálculo de la tasa de crecimiento vehicular.

Para el ejemplo se determinó a partir del registro de crecimiento vehicular registrado por matriculación en la Provincia de Pichincha, en el periodo 2005 – 2014, obtenido del Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC).

La información recopilada es la siguiente:

Tabla N° 2-15. Vehículos Motorizados matriculados en provincia de Pichincha, periodo 2005 – 2014.

AÑO	TOTAL	CLASE										
		AUTOS	BUS	JEEP	FURGO-NETA (P)	MOTO-CICLETA	CAMIO-NETA	FURGO-NETA (C)	CAMIÓN	TANQUE-RO	VOLQUE-TA	TRÁILER
2005	300 738	134 990	1 867	52 628	56	13 168	70 509	6 698	16 469	508	2 445	1 400
2006	304 570	137 730	2 118	54 741	6 188	15 435	67 883	410	15 872	539	2 281	1 373
2007	281 329	121 254	2 183	53 165	7 737	14 459	63 037	748	16 670	197	1 254	625
2008	280 436	132 748	1 436	60 563	5 535	12 408	53 391	429	10 938	341	1 726	921
2009	208 890	96 077	1 225	49 511	4 150	9 484	37 360	296	8 182	291	1 442	872
2010	265 869	117 348	1 462	61 254	5 429	14 904	49 733	374	11 284	369	1 460	2 252
2011	268 669	109 288	1 858	61 709	6 708	30 540	43 729	324	10 592	314	1 155	2 452
2012	347 517	149 050	1 816	85 964	8 597	28 468	57 305	405	13 211	311	1 395	995
2013	386 768	160 704	1 048	100 676	8 877	34 638	62 987	6 119	7 293	305	1 281	2 840
2014	428 723	166 901	2 460	111 272	7 033	41 597	72 862	10 301	13 633	278	1 262	1 124

Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Censos INEC, 2018.

Se resumirá en tres grandes grupos de vehículos, los cuales son; Livianos, Buses y camiones, así.

Tabla N° 2-16. Vehículos motorizados matriculados por clase.

AÑO	CLASE			TOTAL
	LIVIANOS	BUSES	CAMIONES	
2005	278 049	1 867	20 822	300 738
2006	282 387	2 118	20 065	304 570
2007	260 400	2 183	18 746	281 329
2008	265 074	1 436	13 926	280 436
2009	196 878	1 225	10 787	208 890
2010	249 042	1 462	15 365	265 869
2011	252 298	1 858	14 513	268 669
2012	329 789	1 816	15 912	347 517
2013	374 001	1 048	11 719	386 768
2014	409 966	2 460	16 297	428 723

Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Censos INEC, 2018.

Con ello se procesa la información obteniéndose la tasa de crecimiento para cada año, siendo la tasa de crecimiento la razón porcentual entre los datos del año actual y los datos del año anterior a ese, obteniéndose.

Tabla N° 2-17. Porcentaje de variación vehicular según clase de vehículo, entre cada año.

AÑO	CLASE		
	LIVIANOS	BUSES	CAMIONES
2005			
2006	1.560	13.444	-3.636
2007	-7.786	3.069	-6.574
2008	1.795	-34.219	-25.712
2009	-25.727	-14.694	-22.541
2010	26.496	19.347	42.440
2011	1.307	27.086	-5.545
2012	30.714	-2.260	9.640
2013	13.406	-42.291	-26.351
2014	9.616	134.733	39.065

Fuente: Los autores (2018).

Excluyendo los datos de crecimiento a típico se determina la tasa de crecimiento obteniéndose.

Tabla N° 2-18. Tasa de crecimiento vehicular según clase de vehículo.

LIVIANOS	BUSES	CAMIONES
5.54	15.74	30.38

Fuente: Los autores, Ecuador,2018.

Como se puede observar se presenta una exagerada tasa de crecimiento vehicular para los buses y camiones, los cual puede llevar a una sobreestimación del tráfico futuro, ahora calculando la tasa de crecimiento para el total de vehículos, y discretizando los datos atípicos se obtiene.

Tabla N° 2-19. Tasa de crecimiento vehicular según clase de vehículo.

AÑO	TOTAL	Tasa de crecimiento %	
		Por año	Periodo
2005	300 738		
2006	304 570	1.27	
2007	281 329	-7.63	
2008	280 436	-0.32	
2009	208 890	-25.51	
2010	265 869	27.28	6.12
2011	268 669	1.05	
2012	347 517	29.35	
2013	386 768	11.29	
2014	428 723	10.85	

Fuente: Los autores, Ecuador,2018.

Entonces para el Periodo 2005-2014, con los datos de vehículos motorizados matriculados en la provincia de Pichincha se determina la tasa de crecimiento vehicular de

$$i=6.12\%$$

2.7. Transito equivalente.

Uno de los principales datos para el diseño estructural de carreteras es la carga vehicular, pero dependiendo del tipo de pavimento (rígido, flexible o articulado) y del método de diseño (AASHTO o PCA), los valores obtenidos en los conteos, no son los datos finales para el diseño ya que estos deben ser transformados a tránsito equivalente (conjunto de vehículos con ejes equivalentes). Esto se puede realizar aplicando dos metodologías que son:

2.7.1. Factor de equivalencia de carga.

2.7.1.1. Definiciones

A continuación, se presenta como obtener y asumir los valores que serán considerados para la obtención del tránsito equivalente.

2.7.1.1.1. Serviciabilidad.

Este concepto fue desarrollado durante la prueba del AASHO, es un índice que mide la comodidad y seguridad que percibe el conductor al circular por la vía, a este índice se lo denominó como Índice de Serviciabilidad Presente (PSI, por sus siglas en inglés “present serviceability index”), dicho índice califica al pavimento en una escala del 0 (pésimas condiciones) al 5 (en perfectas condiciones), pero al ser una medida subjetiva, se obtuvieron ecuaciones para obtener el PSI, mediante métodos estadísticos, la cual se muestra a continuación.

$$PSI = 5,03 - 1,91 * \log[1 + S_v] - 0,01 * [C_f + P]^{0,5} - 1,38$$

$* RD^2$ *pav. flexibles* *Ec. II - 4*

$$PSI = 5,41 - 1,78 * \log[1 + S_v] - 0,09$$

$* [C_f + P]^{0,5}$ *pav. rigidos* *Ec. II - 5*

Donde:

- SV: Variación de las cotas de la rasante en sentido longitudinal en relación a la rasante inicial (Rugosidad en sentido longitudinal).
- Cf: Suma de las áreas fisuradas en pies² y de las grietas longitudinales y transversales en pies lineales, por cada 1000 pies² de pavimento.
- P: Área bacheada en pies² por cada 1000 pies² de pavimento.
- RD: Profundidad media de ahuellamiento en pulgadas. Mide la rugosidad transversal.

Los valores de serviciabilidad obtenidos de la Carretera Experimental AASHO para condiciones iniciales (Po) son:

- ✓ Pavimentos rígidos: 4.5
- ✓ Pavimentos flexibles: 4.2

Mientras que los valores de índice de serviciabilidad final (Pf) aceptables son:

- ✓ Caminos muy importantes: 2.5
- ✓ Caminos de menor tránsito: 2.0

2.7.1.1.2. Número estructural.

Este es un número abstracto que representa la resistencia que requiere la estructura de pavimento para que soporte las combinaciones de tráfico expresadas en ejes simples de 18 Kips (ESAL's).

La expresión que liga al Número Estructural con los espesores de capas:

$$SN = a_1 * D_1 + a_2 * m_2 * D_2 + a_3 * m_3 * D_3 \dots$$

Donde:

- a_1, a_2, a_3 : Son los Coeficientes estructurales o de Capas, adimensionales.
- m_1, m_2, m_3 : Son los Coeficientes de Drenaje.
- D_1, D_2, D_3 : Son los Espesores de Capas, en pulgadas o mm, en este sentido, el Número Estructural llevará las unidades de los espesores de las diferentes capas del pavimento.

Para determinar el Número Estructural de una carretera, es necesario conocer el ESAL del tramo de carretera, esto debido a que ambos son directamente proporcionales, es decir, entre mayor sea el ESAL mayor será el Número Estructural requerido para la carretera. Es por esta razón que este valor se lo deberá sumir con criterio, considerando un SN adecuado para el tipo de carretera, que luego será corregido mediante iteraciones hasta obtener un SN calculado semejante al asumido. Normalmente se usa para un cálculo inicial un SN de 4.

2.7.1.2. Factor de equivalencia de carga (LEF) mediante el método AASHTO-93.

De acuerdo a la Guía AASHTO 93, los LEF's son valor numérico que representa la perdida de serviciabilidad producido en el pavimento por la configuración de carga por eje específico (x KN), con respecto al eje estándar de (80KN).

$$LEF = \frac{N^{\circ} \text{ ESAL's de 80KN que produce una perdida de serviciabilidad}}{N^{\circ} \text{ de ejes de xKN que produce la misma perdida de serviciabilidad}}$$

Ec.II – 6

Para la obtención del Factor de Equivalencia de Carga la Guía AASHTO 93 ha desarrollado tablas (Apéndice “D” de la Guía de diseño AASHTO) en las cuales se indica los LEF's para distintos tipos de ejes, en distintos tipos de pavimentos en función de la serviciabilidad final y el numero estructural contemplados en el punto anterior. Pero basados en los experimentos realizados por la AASHO Road Test se ha presentado las siguientes ecuaciones de regresión para obtener los LEF's.

$$LEF = \frac{1}{\left[\frac{L_{18} + L_{2s}}{L_x + L_{2x}} \right]^{4.79} * \left[\frac{10^{G/B_x}}{10^{G/B_{18}}} \right] * [L_{2x}]^{4.33}} \quad \text{Pavimentos flexibles} \quad \text{Ec.II – 7}$$

$$LEF = \frac{1}{\left[\frac{L_{18} + L_{2s}}{L_x + L_{2x}} \right]^{4.62} * \left[\frac{10^{G/B_x}}{10^{G/B_{18}}} \right] * [L_{2x}]^{3.28}} \quad \text{Pavimentos rígidos} \quad \text{Ec II – 8}$$

Donde:

- L_{18} : Carga de eje estándar en Kips (18Kips “ $L_{18}=18$ ”).
- L_x : Carga del eje evaluado en Kips.
- L_2 : Código referencial de la configuración del eje.
- ✓ 1: Para eje simple
- ✓ 2: Para eje tandem
- ✓ 3: Para eje tridem.
- ✓ x: Factor de equivalencia de carga del eje evaluado
- ✓ s: Código del eje equivalente (eje simple rueda doble “ $L_{2s}=1$ ”)
- Pt: Serviciabilidad final (ver punto 2.6.1.1.1.)
- SN: Numero estructural (ver punto 2.6.1.1.2.)
- Función de la proporción de perdida de serviciabilidad en un tiempo t, para la perdida potencial observada en el punto Pt=1.5.

$$G = \log \left(\frac{4.2 - P_t}{4.2 - 1.5} \right) \quad \text{Pavimentos flexibles} \quad \text{Ec. II - 9}$$

$$G = \log \left(\frac{4.5 - P_t}{4.5 - 1.5} \right) \quad \text{Pavimentos rígidos} \quad \text{Ec. II - 10}$$

- Función que relaciona serviciabilidad y la aplicación de ejes de carga.


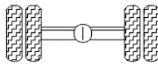
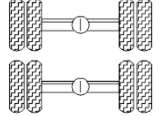
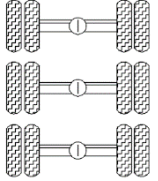
$$\beta = 0.4 + \left(\frac{0.081(L_x + L_{2x})^{3.23}}{(SN + 1)^{5.19} * L_{2x}^{3.23}} \right) \quad \text{Pavimentos flexibles} \quad \text{Ec. II - 11}$$

$$\beta = 1.00 + \left(\frac{3.63(L_x + L_{2x})^{5.20}}{(SN + 1)^{8.46} * L_{2x}^{5.20}} \right) \quad \text{Pavimentos rígidos} \quad \text{Ec. II - 12}$$

2.7.1.3. Factor de equivalencia de carga (FEC) mediante AASHTO simplificado.

Las expresiones simplificadas para el cálculo de este factor de equivalencia, relacionan las magnitudes de carga de cada eje con respecto a unas cargas de referencia y dicha relación se eleva normalmente a la cuarta potencia (Deacon, 1969). En la siguiente tabla se presentan las expresiones recomendadas en el Manual de Diseño de Pavimentos Asfálticos en Vías con Medios y Altos Volúmenes de Tránsito (AASHTO, 1993).

Tabla N° 2-20. Expresiones para la estimación de los factores de equivalencia de carga utilizando el criterio de la ley de la cuarta potencia.

Sistema de eje	Detalle de eje	Factor de equivalencia de carga
Eje simple rueda simple		$FEC = \left[\frac{\text{Carga por eje en Toneladas}}{6.60 T} \right]^4$
Eje simple rueda doble		$FEC = \left[\frac{\text{Carga por eje en Toneladas}}{8.20 T} \right]^4$
Eje tándem		$FEC = \left[\frac{\text{Carga por eje en Toneladas}}{15.00 T} \right]^4$
Eje tridem		$FEC = \left[\frac{\text{Carga por eje en Toneladas}}{23.00 T} \right]^4$

Fuente: (Manual de diseño de pavimentos de concreto para vías con bajos, medios y altos volúmenes de tránsito , 2008, pág. 44)

2.7.2. Obtención de ESAL's.

2.7.2.1. ESAL's por el método de AASHTO-93.

En el caso de este método la obtención de los ESAL's es simple una vez obtenido los factores de equivalencia de carga de cada uno de los tipos de ejes de cada vehículo, se los multiplicara por los TPDA (obtenido conforme a lo señalado en el punto 2.5) correspondiente a cada vehículo. Siendo los ESAL's de diseño el sumatorio total de todos estos.

Tabla N° 2-21. Ejemplo de cálculo de ESAL's para pavimento rígido y flexible.

TIPO DE VEHICULO	TPDA	TIPO DE EJE	Peso (T)	Peso (KIPS)	AASHTO (FLEXIBLE)		AASHTO (RIGIDO)	
					LEF	ESAL's	LEF	ESAL's
A	B	C	D	E=Dx2.204	F	G=BxF	H	I=BxH
Liviano	29.27	SRS	1	2.204	0.000	0.00	0.000	0.00
		SRS	1	2.204	0.000	0.00	0.000	0.00
3A	15.07	SRS	7	15.428	0.507	7.644	0.511	7.698
		SRD	5.5	12.122	0.176	2.650	0.181	2.729
		Tandem	20	44.08	3.338	50.297	6.167	92.931
4C	27.09	SRS	7	15.428	0.507	13.745	0.511	13.841
		Tridem	24	52.896	1.514	41.011	3.981	107.862
3S2	55.20	SRS	7	15.428	0.507	28.005	0.511	28.200
		Tandem	20	44.08	3.338	184.263	6.167	340.450
		Tandem	20	44.08	3.338	184.263	6.167	340.450
					Σ ESAL'S	511.879	Σ ESAL'S	934.161

Fuente: Elaborada por los autores, Ecuador, 2018

(A): Tipo de vehículo en Ecuador (ver punto 2.3)

(B): Transito Promedio Diario Anual (ver punto 2.5)

(C): Tipo de eje del vehículo (ver punto 2.2 y 2.3)

(D): Peso bruto vehicular máximo permitido en toneladas (ver punto 2.3)

(E): Peso bruto vehicular máximo permitido en Kips.

(F y H): Factor de equivalencia de carga por el método AASHTO-93 (ver punto 2.6.1.2)

(G e I): ESAL's por tipo de eje correspondiente a cada vehículo.

Σ ESAL'S: ESAL's a proyectar.

2.7.2.2. ESAL's por el método AASHTO simplificado.

En este método los ESAL's son el resultado de suma de los Factores de Daño por Vehículo comercial (FDV), el cual se calcula como se detalla continuación.

$$FDV = \sum_{i=1}^n FEC_i$$

Donde:

FDV: Factor Daño por vehículo comercial

FECi: Factores de Equivalencia de Carga de cada eje del vehículo.

n: Número de ejes del vehículo

A continuación, se presenta un ejemplo de cálculo de ESAL's por el método de la ley de la cuarta potencia (AASHTO simplificado).

Tabla N° 2-22. Ejemplo de cálculo de ESAL's mediante el método de la ley de la cuarta potencia (AASHTO simplificado).

TIPO DE VEHICULO	TPDA	TIPO DE EJE	Peso (T)	FDVC	ESAL's
A	B	C	D	$E = FDV = \sum_{i=1}^n FEC_i$	F=BxE
Liviano	29.27	SRS SRS	1 1	-	-
3A	15.07	SRS SRD Tandem	7 5.5 20	4.628	69.739
4C	27.09	SRS Tridem	7 24	2.451	66.405
3S2	55.20	SRS Tandem Tandem	7 20 20	7.586	418.778
Σ ESAL'S					554.922

Fuente: Elaborada por los autores, Ecuador, 2018

(A): Tipo de vehículo en Ecuador (ver punto 2.3)

(B): Transito Promedio Diario Anual (ver punto 2.5)

(C): Tipo de eje del vehículo (ver punto 2.2 y 2.3)

(D): Peso bruto vehicular máximo permitido en toneladas (ver punto 2.3)

(E): Factor Daño por Vehículo comercial. (ver punto 2.6.1.3)

Ejemplo:

$$FDV_{3A} = \left[\frac{7 T}{6.60 T} \right]^4 + \left[\frac{5.5 T}{8.20 T} \right]^4 + \left[\frac{20 T}{15.00 T} \right]^4$$

$$FDV_{3A} = 4.628$$

(F): ESAL's correspondiente a cada vehículo.

Σ ESAL'S: ESAL's a proyectar

2.7.3. ESAL's de diseño.

El ESAL's de diseño corresponde a la proyección y acumulación de ejes equivalentes mediante la ecuación siguiente, la cual también considera factores de distribución de dirección de flujo (Factor Dirección) y de número de carriles (Factor Carril).

$$N = N_o * 365 * Fc * Fd * \left(\frac{(1 + r)^n - 1}{r} \right) \quad Ec.II - 13$$

Donde:

N: Numero de ESAL's/año proyectados y acumulados para el periodo de diseño.

N_o: Número de ESAL's/día en el año cero.

Fc: Factor carril.

Fd: Factor Dirección.

r: Tasa de crecimiento vehicular.

n: Número de años para la proyección.

2.7.3.1. Definiciones.

A continuación, se presenta como obtener y asumir los valores que serán considerandos para la obtención del tránsito equivalente.

2.7.3.1.1. Factor dirección (Fd).

Es un factor de distribución debido a la dirección del flujo de vehículos, se obtiene realizando el conteo por sentido, el cual se determinará con el Tráfico observado por sentido, determinando así el porcentaje de cada flujo como se indica a continuación:

Tabla N° 2-23. Volumen de tráfico Clasificado, por sentido de circulación Sur-Norte.

Sector: Cusubamba		Abscisa 0+100		Sentido: Sur - Norte			TOTAL
Fecha	Día	Livianos	Camión peq 2 ejes	Camión grande 2 ejes	Bus grande 2 ejes	Camiones 3 ejes	
05/10/2017	Jueves	200	70	30	85	10	395
06/10/2017	Viernes	230	55	15	50	7	357
07/10/2017	Sábado	310	40	60	100	9	519
08/10/2017	Domingo	100	30	50	50	6	236
Tráfico observado							377 Veh/día

Fuente: Elaborada por los autores, Ecuador, 2018

Tabla N° 2-24. Volumen de tráfico Clasificado, por sentido de circulación Norte-Sur.

Sector: Cusubamba		Abscisa 0+100		Sentido: Norte - Sur			TOTAL
Fecha	Día	Livianos	Camión peq 2 ejes	Camión grande 2 ejes	Bus grande 2 ejes	Camiones 3 ejes	
05/10/2017	Jueves	180	60	25	70	8	343
06/10/2017	Viernes	240	38	20	80	6	384
07/10/2017	Sábado	300	55	40	110	9	514
08/10/2017	Domingo	130	25	50	90	6	301
Tráfico observado							386 Veh/día

Fuente: Elaborada por los autores, Ecuador, 2018

Teniendo determinado el tráfico observado para cada sentido se determina el factor dirección (Fd) que representa el porcentaje de vehículos que recorren por cada sentido, respecto al total, así:

$$Fd_{NORTE-SUR} = \frac{386}{386 + 377} * 100$$

$$Fd_{NORTE-SUR} = 50.59\%$$

$$Fd_{SUR-NORTE} = \frac{377}{386 + 377} * 100$$

$$Fd_{SUR-NORTE} = 49.41$$

Como el Valor del Factor dirección no varía significativamente en un sentido, con respecto a otro, se utiliza un factor dirección de: $Fd = 0.5$.

En caso que exista una diferencia notable en la distribución de vehículos que circulan en los diferentes sentidos (60 % o superior), se utilizará en valor de:

$$Fd = 0.6$$

2.7.3.1.2. Factor carril (Fc).

Es un factor de distribución relacionado al número de carril, el cual representa el porcentaje de vehículos que circulará por el carril de diseño, es decir en carreteras de un solo carril el tránsito se canalizará forzosamente en un carril, correspondiéndole un Factor de 1.0, y en caso de tratarse de carretera de múltiples carriles el factor varía según la Tabla indicada a continuación:

Tabla N° 2-25. Valores del Factor carril.

Número de carriles por dirección	Factor Carril
1	1
2	0.8-1.0
3	0.6-0.8
4	0.5-0.75

Fuente: (AASHTO Guide for design of pavement structures, 1993)

2.7.3.2. Ejemplo de proyección de ESAL's por serie histórica.

La proyección del tráfico por serie histórica consiste en analizar una serie de datos de tráfico de un determinado número de años (mínimo 10 años), con el fin de determinar el comportamiento del crecimiento vehicular, y en base a este realizar la proyección según una función polinómica que se ajuste a los datos analizados. A continuación, se realizará un ejemplo para demostrar la metodología de cálculo.

De los datos tomados de la estación de peaje de Machachi del año 2005 – 2015 el cual presenta los datos de vehículos acumulados como se indica en la siguiente tabla:

Tabla N° 2-26. Volumen de tráfico registrado estación de Peaje Machachi, año 2005.

VEHICULOS AÑO 2005													
CATEGORÍA	MESES												Total Año
VEHÍCULO	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	
Livianos	237376	234276	246965	213622	117395	228621	266798	278924	239312	240983	262590	273774	2840636
Camión 2 EJES	55087	50380	56112	54847	19005	60419	59802	60138	58121	58252	56872	57095	646130
Buses 2 EJES	42963	40284	42857	40197	20129	39259	45180	44203	41331	43640	45325	43644	489012
Camión 3 EJES	6499	5969	6591	6401	1315	7676	7775	7294	7218	7413	7341	7148	78640
Buses 3 EJES	357	270	330	298	231	284	332	342	314	373	341	282	3754
Camión 4 EJES	346	275	350	308	180	327	365	380	387	399	390	344	4051
Camión 5 EJES	4733	4577	4722	4407	1731	5567	4410	4223	4189	4133	4657	4544	51893
Camión 6 EJES	8523	7415	8035	7548	1545	7342	8793	8899	8669	9087	8958	8844	93658
Motos	820	670	705	645	455	830	909	1127	904	871	942	866	9744
Total Vehiculos	356704	344116	366667	328273	161986	350325	394364	405530	360445	365151	387416	396541	4217518

Fuente: Peaje de Machachi. (2016). [Aforo vehicular de la estación de Machachi año 2005].

Para procesar los datos se calcula el Total de vehículos para cada año, y además se categoriza según el tipo de vehículos que se trabaja en el País, desarrollados en el

subcapítulo 2.3 de este trabajo, en la siguiente tabla se indica la categorización de vehículos según el correspondiente indicado por la MTOP.

CATEGORÍA PEAJE	Livianos	Camión 2 ejes	Buses 2 ejes	Camión 3 ejes	Buses 3 ejes	Camión 4 ejes	Camión 5 ejes	Camión 6 ejes	Motos
TIPOS DE VEHÍCULO MOP	-	2DA	2DB	3A	3A	4C	2S3	3S3	-

La tabla de resumen de datos obtenidos del peaje es el siguiente:

Tabla N° 2-27. Volumen de tráfico registrado estación de Peaje Machachi, Periodo 2005-2015.

CATEGORÍA	Tránsito Vehicular Anual por vehículo, Periodo 2005 - 2015. Est Peaje Machachi										
	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015
Livianos	2840636	3797058	4174856	3915468	4336942	4841228	5503447	5490811	6884175	7546120	8023871
Camión 2 ejes 2DA	646130	780143	860252	858667	860773	886466	956953	999044	1115309	1145496	1206853
Buses 2 ejes 2DB	489012	525123	549799	550726	553666	552674	554441	557402	568254	585589	608563
Camión 3 ejes 3A	78640	88812	88242	87476	85785	89296	99329	103146	118579	115804	129823
Buses 3 ejes 3A	3754	2345	1531	1358	1375	1153	982	1157	826	580	614
Camión 4 ejes 4C	4051	7972	8857	7213	9051	10671	14991	16099	22977	23932	21790
Camión 5 ejes 2S3	51893	51531	48081	47859	46551	45435	50896	49818	54164	54775	62332
Camión 6 ejes 3S3	93658	124057	138154	141257	149971	143676	159525	155563	174719	173628	168997
Motos	9744	16523	20157	15881	19583	23264	27835	28859	44826	55899	67005
Vehiculos Totales	4217518	5393564	5889929	5625905	6063697	6593863	7368399	7401899	8983829	9701823	10289848

Fuente: Peaje de Machachi. (2016). [Aforo vehicular de la estación de Machachi Periodo 2005-2015].

El TPDA según el conteo realizado por el Peaje, resulta de la relación de vehículos de cada año, para 365 días. Los vehículos livianos como motos se consideran como livianos, y por otra parte los Buses y camiones de 3 Ejes corresponden a vehículos tipo 3C, por ello se considera un solo valor sumándolos para tener EL TPDA Clasificado que es un valor requerido para el cálculo a ejes equivalentes (Por método AASTHO simplificado) como se indicó anteriormente.

El Resumen de TPDA por vehículo clasificado es el siguiente:

Tabla N° 2-28. Tráfico Promedio Diario Anual, Machachi.

CATEGORIA	Tránsito Promedio Diario Anual por vehículo, Periodo 2005 - 2015. Est Peaje Machachi										
	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015
Livianos	7809.26	10448.2	11493.2	10770.8	11935.7	13327.4	15154.2	15122.4	18983.6	20827.5	22166.78
2DA	1770.22	2137.38	2356.85	2352.51	2358.28	2428.67	2621.79	2737.11	3055.64	3138.35	3306.45
2DB	1339.76	1438.69	1506.3	1508.84	1516.89	1514.18	1519.02	1527.13	1556.86	1604.35	1667.3
3A	225.74	249.75	245.95	243.38	238.79	247.81	274.82	285.76	327.14	318.86	357.36
4C	11.1	21.84	24.27	19.76	24.8	29.24	41.07	44.11	62.95	65.57	59.7
2S3	142.17	141.18	131.73	131.12	127.54	124.48	139.44	136.49	148.39	150.07	170.77
3S3	256.6	339.88	378.5	387.01	410.88	393.63	437.05	426.2	478.68	475.69	463.01
TPDA	11555	14777	16137	15413	16613	18065	20187	20279	24613	26580	28191

Fuente: Peaje de Machachi. (2016). [Tráfico Promedio Diario Anual, Machachi Periodo 2005-2015].

Los ejes equivalentes, que se obtendrán a continuación por el método AASHTO simplificado, el cual se desarrolló en subcapítulos anteriores, el cual consiste en obtener el Factor daño por vehículo comercial (FDVC), a través de factores equivalentes de carga, los cuales se presentan en la tabla N° II - 17.

Ejemplo de cálculo:

Camión de 2 ejes (2DB):

Cuyo Vehículo consta de:

Un eje simple de rueda simple, de 7 toneladas.

Un eje simple de rueda doble, de 11 toneladas.

Se determina el tipo de ejes y el peso del mismo Observando la Fig 1. Para cada tipo de Vehículo.

Usando los Factores de Equivalencia de carga de la tabla 3 obtenemos:

$$FDVC = \left(\frac{Carga\ eje}{6,6} \right)^4 + \left(\frac{Carga\ eje}{8,2} \right)^4$$

$$FDVC = \left(\frac{7}{6,6}\right)^4 + \left(\frac{11}{8,2}\right)^4$$

$$FDVC = 4.504$$

De esta manera se obtiene el Factor daño por vehículo comercial para cada vehículo, excluyendo vehículos livianos, ya que se considera vehículo comercial a aquellos de 5T o más.

Tabla N° 2-29. Factor de daño por Vehículo comercial.

Tipo de Vehículo	Ejes que Posee	Carga por Eje (T)	FDVC por eje.	FDVC Por Vehículo.
2DA	SRS	3	0.042688	0.574
	SRD	7	0.531052	
2DB	SRS	7.00	1.265367	4.504
	SRD	11	3.238287	
3A	SRS	7	1.265367	4.426
	Tandem	20	3.160494	
4C	SRS	7	1.265367	2.451
	Tridem	24	1.185588	
2S3	SRS	7	1.265367	5.689
	SRD	11	3.238287	
	Tridem	24	1.185588	
3S3	SRS	7	1.265367	5.611
	Tandem	20	3.160494	
	Tridem	24	1.185588	

Fuente: Elaborada por los autores, Ecuador, 2018

Posteriormente multiplicando el FDVC por su respectivo TPDA se obtiene el Eje equivalente de dicho tipo de vehículo.

Ejemplo de Cálculo.

$$FDVC = 4.504$$

$$TPDA_{2005} = 1339.786 \text{ vehículo/día}$$

$$ESAL's = LEF * TPDA$$

$$ESAL's = 4.5037 * 1339.786$$

$$ESAL's_{2005-2DB} = 6033.9$$

El eje Equivalente día corresponde a la suma de todos los ejes equivalentes obtenidos para el diferente tipo de vehículos de cada año, obteniéndose:

Tabla N° 2-30. Ejes equivalentes/día, Periodo 2005-2015.

AÑO	TPDA	Tipo de Vehículo comercial						Total ejes Equivalente /día
		2DA	2DB	3A	4C	2S3	3S3	
		Factor Daño Vehículo Comercial						
		0.574	4.504	4.426	2.451	5.689	5.611	
2005	11554.84	1015.65	6033.81	999.08	27.20	808.85	1439.88	10324.47
2006	14776.89	1226.30	6479.38	1105.34	53.53	803.21	1907.23	11574.99
2007	16136.79	1352.22	6783.85	1088.56	59.47	749.44	2123.96	12157.49
2008	15413.44	1349.73	6795.29	1077.17	48.43	745.98	2171.66	12188.26
2009	16612.87	1353.04	6831.56	1056.87	60.78	725.59	2305.63	12333.47
2010	18065.38	1393.43	6819.32	1096.75	71.66	708.19	2208.85	12298.20
2011	20187.39	1504.23	6841.12	1216.34	100.66	793.31	2452.51	12908.17
2012	20279.18	1570.39	6877.66	1264.74	108.10	776.51	2391.60	12989.00
2013	24613.23	1753.14	7011.56	1447.86	154.29	844.25	2686.10	13897.21
2014	26580.34	1800.59	7225.45	1411.23	160.70	853.78	2669.33	14121.08
2015	28191.36	1897.04	7508.92	1581.63	146.32	971.57	2598.13	14703.61

Fuente: Elaborada por los autores, Ecuador, 2018

Este ESAL's calculado se trata de Eje Equivalente / día, para obtener en Eje Equivalente / año se aplicar la siguiente Ecuación:

$$ESAL's_{EE/año} = ESAL's_{EE/día} * 365 \text{ día} * Fd * Fc \quad Ec.II - 14$$

Donde:

Fd: Factor dirección

Fc: Factor carril

Entonces el cálculo de los ejes Equivalentes por año, considerando un factor dirección de 0.5, correspondiente al cálculo del ejemplo propuesto, y un factor carril de 0.75 para una vía de tres carriles, se calcula de la siguiente manera:

$$ESAL's_{EE/año} = ESAL's_{EE/día} * 365 \text{ día} * Fd * Fc$$

$$ESAL's_{EE/año} = 10324.47 * 365 \text{ día} * 0.5 * 0.75$$

$$ESAL's_{EE/año} = 1413161.83$$

La proyección se realiza mediante la función Crecimiento, la cual utiliza una función exponencial determinada en base a datos conocidos u observados, los datos de ejes equivalente día conocido vs años nos permite proyectar los datos a un periodo determinado, que para el ejemplo se proyectará a 20 años, como se indica a continuación.

Tabla N° 2-31. ESAL's/día Proyectados por función exponencial crecimiento.

PROYECCIÓN DE TRANSITO VEHICULAR (Crecimiento)										
	AÑO	TPDA	Tipo de Vehículo comercial						Total ejes Equivalente /día	Total ejes Equivalente /año
			2DA	2DB	3A	4C	2S3	3S3		
			Factor Daño Vehículo Comercial							
			0.574	4.504	4.426	2.451	5.689	5.611		
DATOS OBSERVADOS	2005	11554.84	1015.65	6033.81	999.08	27.20	808.85	1439.88	10324.47	1413162.48
	2006	14776.89	1226.30	6479.38	1105.34	53.53	803.21	1907.23	11574.99	1584326.35
	2007	16136.79	1352.22	6783.85	1088.56	59.47	749.44	2123.96	12157.49	1664056.71
	2008	15413.44	1349.73	6795.29	1077.17	48.43	745.98	2171.66	12188.26	1668267.80
	2009	16612.87	1353.04	6831.56	1056.87	60.78	725.59	2305.63	12333.47	1688143.41
	2010	18065.38	1393.43	6819.32	1096.75	71.66	708.19	2208.85	12298.20	1683316.19
	2011	20187.39	1504.23	6841.12	1216.34	100.66	793.31	2452.51	12908.17	1766806.16
	2012	20279.18	1570.39	6877.66	1264.74	108.10	776.51	2391.60	12989.00	1777869.69
	2013	24613.23	1753.14	7011.56	1447.86	154.29	844.25	2686.10	13897.21	1902180.27
	2014	26580.34	1800.59	7225.45	1411.23	160.70	853.78	2669.33	14121.08	1932823.21
	2015	28191.36	1897.04	7508.92	1581.63	146.32	971.57	2598.13	14703.61	2012557.04
DATOS PROYECTADOS	2016								14981.92	2050650.40
	2017								15203.29	2080949.93
	2018								15614.93	2137293.11
	2019								16141.45	2209360.57
	2020								16669.13	2281586.62
	2021								17199.84	2354228.54
	2022								17646.39	2415349.43
	2023								18149.21	2484173.14
	2024								18566.53	2541293.39
	2025								19107.64	2615357.91
	2026								19633.54	2687341.02
	2027								20233.17	2769414.60
	2028								20842.76	2852853.30
	2029								21425.07	2932556.33
	2030								22004.40	3011851.77
	2031								22605.85	3094176.01
	2032								23235.56	3180366.73
	2033								23901.48	3271514.61
	2034								24584.69	3365028.91
	2035								25296.02	3462392.59
	2036								26006.89	3559692.68
	2037								26737.68	3659719.68
	2038								27480.21	3761353.16

Fuente: Elaborada por los autores, Ecuador, 2018

Con ello se obtiene el valor de ejes equivalentes acumulados, que resulta de la sumatoria de los ejes equivalentes/año calculados en el periodo 2018-2038, el cual da un valor de:

$$\text{ESAL's Acum año 2038}_{EE/año} = 60646904.08$$

Los datos proyectados con la función exponencial crecimiento presenta la siguiente configuración.

2.7.3.3. Ejemplo de proyección de ESAL's por tasa de crecimiento.

Este tipo de proyección de tráfico utiliza la denominada tasa de crecimiento, que puede obtenerse analizando el crecimiento del parque automotor del lugar de estudio, el incremento del consumo de combustibles, el incremento de vehículos matriculados. El análisis del crecimiento del tráfico realizado por el MOP presenta las siguientes tasas de crecimiento:

Tabla N° 2-32. Tasa de crecimiento vehicular.

Tipo de Vehículo	Periodo	
	1990-2000	2000-2010
Livinos	5.0	4.0
Buses	4.0	3.5
Camiones	6.0	5.0

Fuente: (Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones, 2002)

Como se observa en la siguiente tabla se tiene un valor de tasa de crecimiento discretizado según el tipo de vehículos, que para el efecto de proyectar ejes equivalentes no tiene alcance directo, pero se puede proyectar TPDA por tipo de vehículos clasificados, y transformar a Ejes equivalentes.

Utilizando la Ec. (13), y con los datos siguientes procederemos al cálculo del número de ejes equivalentes(ESAL's) proyectados y acumulados para el periodo de diseño.

- Año base: 2015, que corresponde al año hasta donde se tiene información del tráfico, tomada del ejemplo de proyección en base a Serie histórica.
- Ejes Equi año base $EE/día = 14703.61$
- $Fd = 0.75$
- $Fc = 0.50$
- $r = 0.0296$ (Determinada con información de la serie histórica Peaje Machachi).

Tabla N° 2-33. Tasa de crecimiento vehicular por serie histórica

AÑO	TPDA	Total ejes Equivalente /día	Total ejes Equivalente /año	Porcentaje Crecimiento Ejes Equiv / año	% Media Crecimiento Ejes Equiv / año
2005	11554.84	10324.47	1413162	-	
2006	14776.89	11574.99	1584326	10.80	
2007	16136.79	12157.49	1664057	4.79	
2008	15413.44	12188.26	1668268	0.25	
2009	16612.87	12333.47	1688143	1.18	
2010	18065.38	12298.20	1683316	-0.29	2.96
2011	20187.39	12908.17	1766806	4.73	
2012	20279.18	12989.00	1777870	0.62	
2013	24613.23	13897.21	1902180	6.54	
2014	26580.34	14121.08	1932823	1.59	
2015	28191.36	14703.61	2012557	3.96	

Fuente: Elaborada por los autores, Ecuador, 2018

- $n = 20$ años, a partir del año de estudio.

Proyección para el año 2038.

Ejes Equiv Acum año 2038 $_{EE/año}$

$$= \text{Ejes Equi año base }_{EE/día} * 365 \text{ día} * Fd * Fc * \left(\frac{(1 + r)^n - 1}{r} \right)$$

Ejes Equiv Acum año 2038 $_{EE/año}$

$$= 14703.61 * 365 * 0.5 * 0.75 * \left(\frac{(1 + 0.029)^{2038-2015} - 1}{0.029} \right)$$

$$\text{ESAL's Acum año 2038 }_{EE/año} = 64\,974\,593.41$$

Se debe considerar que de la Ec.(14) se obtiene como resultado los ESAL's acumulados hasta el año horizonte, es decir considera también los ESAL's acumulados durante el año 2015-2017, por lo cual se deberá realizar la diferencia entre los ESAL's acumulados al año 2038 y los ESAL's acumulados hasta el año 2017.

Ejes Equiv Acum año 2017 $_{EE/año}$

$$= 14703.61 * 365 * 0.5 * 0.75 * \left(\frac{(1 + 0.029)^{2017-2015} - 1}{0.029} \right)$$

$$\text{ESAL's Acum año 2017 }_{EE/año} = 4\,084\,613.46$$

Entonces el valor de ESAL's acumulado para el periodo 2018-2038 es:

$$\text{ESAL's Acum año 2018 – 2038 }_{EE/año} = 60\,889\,979.96$$

Como se detalló en el ejemplo, utilizando la ecuación para proyección por tasa de crecimiento se obtiene los ejes Equivalentes acumulados para cada año, considerando que se debe restar los ejes acumulados durante el periodo 2015-2017.

Tabla N° 2-34. ESAL's Proyectados por tasa de crecimiento.

PROYECCIÓN DE TRÁNSITO VEHICULAR (Crecimiento)				ESAL'S /año Acumulados	
DATOS OBSERVADOS	AÑO	ESAL's/día	ESAL's/año	(Función crecimiento)	(Tasa Crecimiento)
	2005	10324.47	1413162.48		
	2006	11574.99	1584326.35		
	2007	12157.49	1664056.71		
	2008	12188.26	1668267.8		
	2009	12333.47	1688143.41		
	2010	12298.2	1683316.19		
	2011	12908.17	1766806.16		
	2012	12989.00	1777869.69		
	2013	13897.21	1902180.27		
	2014	14121.08	1932823.21		
	2015	14703.61	2012557.04		
DATOS PROYECTADOS	2016	14981.92	2050650.4	-	-
	2017	15203.29	2080949.93	-	-
	2018	15614.93	2137293.11	2137293.11	2133314.84
	2019	16141.45	2209360.57	4346653.67	4329699.15
	2020	16669.13	2281586.62	6628240.29	6591017.521
	2021	17199.84	2354228.54	8982468.83	8919189.667
	2022	17646.39	2415349.43	11397818.25	11316192.06
	2023	18149.21	2484173.14	13881991.39	13784059.6
	2024	18566.53	2541293.39	16423284.78	16324887.35
	2025	19107.64	2615357.91	19038642.69	18940832.3
	2026	19633.54	2687341.02	21725983.71	21634115.24
	2027	20233.17	2769414.6	24495398.31	24407022.59
	2028	20842.76	2852853.3	27348251.61	27261908.36
	2029	21425.07	2932556.33	30280807.95	30201196.18
	2030	22004.4	3011851.77	33292659.72	33227381.31
	2031	22605.85	3094176.01	36386835.73	36343032.79
	2032	23235.56	3180366.73	39567202.46	39550795.61
	2033	23901.48	3271514.61	42838717.07	42853392.96
	2034	24584.69	3365028.91	46203745.97	46253628.52
	2035	25296.02	3462392.59	49666138.56	49754388.89
	2036	26006.89	3559692.68	53225831.24	53358645.99
	2037	26737.68	3659719.68	56885550.92	57069459.59
	2038	27480.21	3761353.16	60646904.08	60889979.96

Fuente: Elaborada por los autores, Ecuador, 2018

Entonces los valores de ESAL's acumulados por año, tanto por la función crecimiento, como por tasa de crecimiento vehicular son semejantes, variando apenas en 0,4 %.

2.7.3.4. Corrección del ESAL's proyectados mediante ecuación de tendencia.

Debido a que existe diferencia entre los valores observados (conteo por estación de peaje), y los valores calculados (valores obtenidos mediante la función de tendencia), en el periodo de conteo. Se deberá calcular el error posible (pronóstico) para los años de proyección, mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma_{\text{pronostico}} = \sigma * \sqrt{\frac{(X_i - \bar{X})^2}{\sum_{i=1}^{n'} (X_i - \bar{X})^2} + \frac{1}{n'}} \quad Ec.II - 15$$

Donde:

n' : Número de años de la serie histórica (número de años de los datos observados).

\bar{X} : Año medio de la serie histórica.

X_j : Año considerado

σ : Error estándar del modelo, se lo obtiene con la siguiente ecuación.

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{n'} (Y_j - Y_{j \text{ modelo}})^2}{n' - 2}} \quad Ec.II - 16$$

Y_i : ESAL's Observado.

Y_i modelo: ESAL's Calculado con función de tendencia.

Para la corrección de los ESAL's, es necesario tener un intervalo de confianza el cual está relacionado con un nivel de confianza, que normalmente se usa un 95% de confiabilidad.

Tabla N° 2-35. ESAL's niveles de confiabilidad

CONFIABILIDAD	Zr
70%	0.524
75%	0.674
80%	0.842
85%	1.036
90%	1.282
95%	1,65
96%	1.751
97%	1.881
98%	2.055
99%	2.328

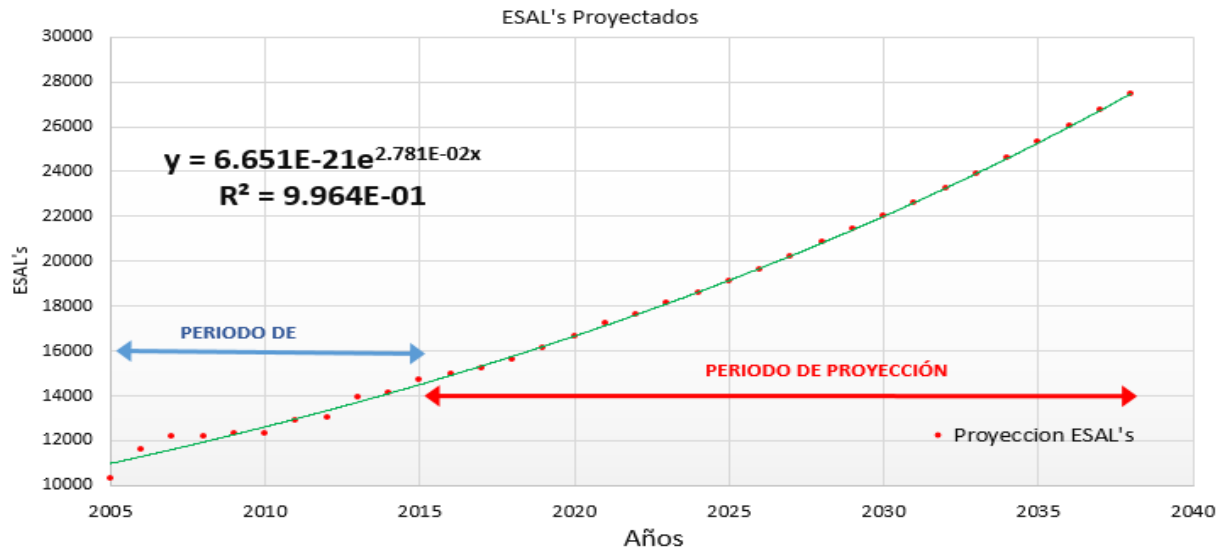
FUENTE: (AASHTO Guide for design of pavement structures, 1993, págs. I-62)

2.7.3.4.1. Ejemplo de aplicación.

Utilizando los valores proyectados en el subcapítulo 2.7.3.2. se realiza la determinación del error pronóstico con su respectivo intervalo de confianza.

Como primer paso se determina el error estándar mediante la Ec. (16). Para esto obtenemos los valores calculados mediante la ecuación de la línea de tendencia de la serie histórica.

Ilustración N° 2-2. Grafica tendencia exponencial de la serie histórica



Fuente: Elaborada por los autores, Ecuador, 2018

Tabla N° 2-36. Calculo del error estándar (σ).

AÑO	ESAL's OBSERVADO	ESAL's CALCULADO	$(Y_j - Y_{j\text{ modelo}})^2$	N-2	σ
2005	10324	10976	424173	9	121.0
2006	11575	11285	83917		
2007	12157	11604	306826		
2008	12188	11931	66274		
2009	12333	12267	4379		
2010	12298	12613	99264		
2011	12908	12969	3698		
2012	12989	13335	119535		
2013	13897	13711	34744		
2014	14121	14097	557		
2015	14704	14495	43491		
Σ			1186858		

Fuente: Elaborada por los autores, Ecuador, 2018

Ahora se determinará el valor del error pronóstico para cada año de observación y proyectado mediante la Ec.(15), donde el año medio de la serie histórica correspondiente entre (2005-2015) es 2010 ($\bar{X} = 2010$)

Tabla N° 2-37. Calculo del error pronóstico para cada año ($\sigma_{\text{Pronóstico}}$).

$\tilde{AÑO}$	\bar{X}	$(X_i - \bar{X})^2$	$\Sigma(X_i - \bar{X})^2$	$\sigma_{\text{pronostico}}$
2005		25		68.3
2006		16		58.9
2007		9		50.3
2008		4		43.2
2009		1		38.3
2010		0		36.5
2011		1		38.3
2012		4		43.2
2013		9		50.3
2014		16		58.9
2015		25		68.3
2016		36		78.3
2017		49		88.7
2018		64		99.3
2019		81		110.1
2020		100		121.0
2021	2010	121	110	132.1
2022		144		143.2
2023		169		154.4
2024		196		165.7
2025		225		176.9
2026		256		188.2
2027		289		199.6
2028		324		210.9
2029		361		222.3
2030		400		233.7
2031		441		245.1
2032		484		256.5
2033		529		268.0
2034		576		279.4
2035		625		290.8
2036		676		302.3
2037		729		313.7
2038		784		325.2

Fuente: Elaborada por los autores, Ecuador, 2018

Finalmente, el error pronostico deberá tener un límite de confiabilidad los cuales se los determina conforme a lo descrito en la siguiente tabla.

Tabla N° 2-38. Error pronostico con intervalo de confianza par cada año proyectado.

Año	ESAL'S AASHTO SIMPLIFICADO	ERROR PRONÓ- TICO	Zr PARA EL 95% DE CONFIANZA	ERROR PROYEC- TADO	INTERVALOS DE CONFIANZA	
					LÍMITE INFERIOR	LÍMITE SUPERIOR
	(1)	(2)	(3)	(4)=(2)*(3)	(1) - (4)	(1) + (4)
2018	15615	99	1.65	164	15451.1	15779
2019	16141	110	1.65	182	15959.8	16323
2020	16669	121	1.65	200	16469.4	16869
2021	17200	132	1.65	218	16981.9	17418
2022	17646	143	1.65	236	17410.1	17883
2023	18149	154	1.65	255	17894.4	18404
2024	18567	166	1.65	273	18293.2	18840
2025	19108	177	1.65	292	18815.7	19400
2026	19634	188	1.65	311	19323.0	19944
2027	20233	200	1.65	329	19903.9	20562
2028	20843	211	1.65	348	20494.7	21191
2029	21425	222	1.65	367	21058.3	21792
2030	22004	234	1.65	386	21618.8	22390
2031	22606	245	1.65	404	22201.4	23010
2032	23236	257	1.65	423	22812.3	23659
2033	23901	268	1.65	442	23459.4	24344
2034	24585	279	1.65	461	24123.7	25046
2035	25296	291	1.65	480	24816.1	25776
2036	26007	302	1.65	499	25508.1	26506
2037	26738	314	1.65	518	26220.0	27255
2038	27480	325	1.65	537	26943.6	28017

Fuente: Elaborada por los autores, Ecuador, 2018

2.8. Espectro de carga.

El espectro de carga a diferencia de los ejes equivalentes (ESAL's) acumulados, este permite aplicar al pavimento con gran exactitud los rangos reales de carga de un vehículo con determinada frecuencia. Esta metodología para obtener una carga vehicular de diseño es aplicada principalmente para el diseño de pavimento rígido, exclusivamente por el método PCA.







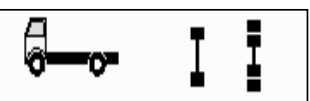

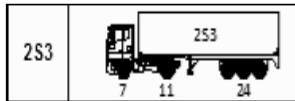
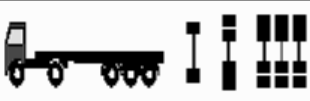
Los datos requeridos para obtener el espectro de carga son:

- **La carga por eje:** Es el peso o carga de cada uno de los ejes del vehículo contabilizado, tomando en cuenta que los vehículos livianos (carga por eje menor a tres toneladas) no generan daño en el pavimento.
- **Configuración del eje:** La configuración del eje vehicular, está será considerado de acuerdo a cada uno de los vehículos, tomando en cuenta las configuraciones establecidas en la “Tabla nacional de pesos y dimensiones de vehículos de carga pesada motorizados, remolques y semirremolques”. Pudiendo ser así las combinaciones entre ejes simples, tandem y tridem.
- **Número de aplicaciones:** El número de aplicaciones será obtenido mediante los métodos de conteo mencionados anteriormente y transformándolos a estos a un TPDA.

En síntesis, el espectro de carga está dado por el número de vehículos acumulados, clasificados por tipo de eje, y a su vez sub clasificados en las diferentes cargas que pertenezca a cada eje.

2.8.1. Ejemplo de obtención de espectro de carga.

Teniendo los siguientes datos obtendremos el espectro de carga.

TIPO DE VEHÍCULO	TIPO DE VEHÍCULO	ESQUEMA DE CONFIGURACIÓN	TPDA
LIVIANO 	N.A.	N.A.	454
CAMIÓN PEQUEÑO 	2D 	SRS + SRS 	100
CAMIÓN GRANDE 	2DB 	SRS + SRD 	270
CAMIÓN CON PLATAFORMA 	2S3 	SRS+SRD+TRIDEM 	17

- Factor carril=0,75 (3 carriles)
- Factor sentido=0,5
- Tasa de crecimiento vehicular=5%
- n=20 años

Como primer paso debemos hallar el número de vehículos acumulados y proyectados, tomando en cuenta que en este caso acumulamos vehículos (TPDA), mas no ejes equivalentes (ESAL's). Esto lo hacemos mediante la Ec. (13).

Tabla N° 2-39. Número de vehículos proyectados y acumulados.

TIPO DE VEHÍCULO	TPDA	N° VEHÍCULO ACUMULADO
LIVIANOS	454	2054760
2D	100	452590
2BD	270	1221994
2S3	17	76940

Fuente: Elaborada por los autores, Ecuador, 2018

En base al tipo de vehículos obtenidos en el conteo, se clasificará la carga vehicular correspondiente a cada uno de los diferentes tipos de vehículos contabilizados en función al tipo de eje.

TIPO DE VEHICULO	EJE SIMPLE RUEDA SIMPLE (SRS)			EJE SIMPLE RUEDA DOBLE (SRD)	EJE TRIDEM
	3 Ton	4 Ton	7 Ton	11 Ton	24 Ton
LIVIANOS					
2D					
2BD					
2S3					

Se suma el número de repeticiones en cada tipo de eje dependiendo de la configuración de carga que este tenga como se indica en la tabla siguiente.

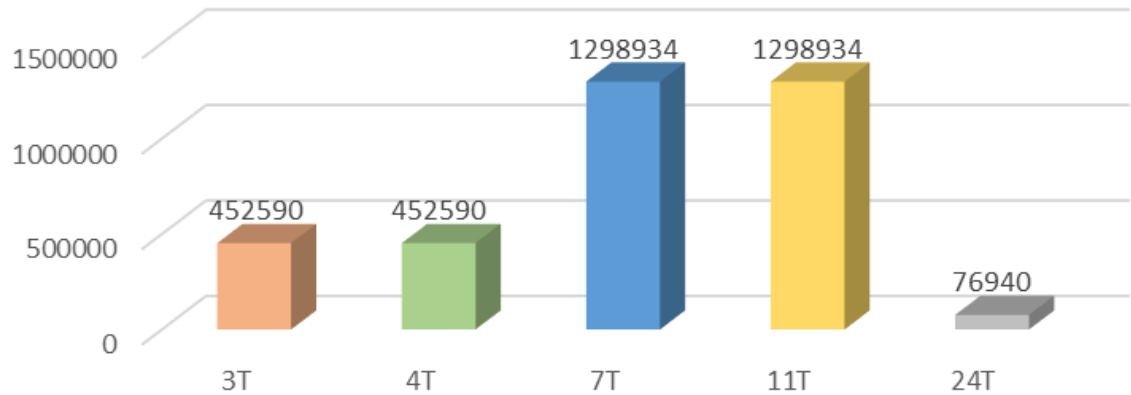
Tabla N° 2-40. Cálculo del espectro de carga.

TIPO DE VEHÍCULO	TPDA	TPDA Proyectado al Periodo de Diseño	EJE SIMPLE RUEDA SIMPLE (SRS)			EJE SIMPLE RUEDA DOBLE (SRD)	EJE TRÍDEM
			3T	4T	7T	11T	24T
LIVIANOS	454	2054760	-	-	-	-	-
2D	100	452590	452590	452590	-	-	-
2BD	270	1221994	-	-	1221994	1221994	-
2S3	17	76940	-	-	76940	76940	76940
Σ			452590	452590	1298934	1298934	76940

Fuente: Elaborada por los autores, Ecuador, 2018

Los valores de repeticiones para cada tipo de eje se realizan la siguiente grafica en donde se observa con más claridad el tipo de eje que tendrá más repeticiones.

Ilustración N° 2-3. Espectro de carga



Fuente: Elaborada por los autores, Ecuador, 2018

Capítulo III

MEJORAMIENTO DE LA SUBRASANTE

3.1. Definiciones generales

MTOP. - Ministerio de Transporte y Obras Públicas.

AASHTO. - American Association of State Highway and Transportation Officials

INVIAS. - Instituto Nacional de Vías (Colombia).

3.2. Suelos problemáticos en obras viales.

En obras viales es frecuente que el ingeniero se encuentre con suelos que suelen no ser adecuados para servir de fundación a la estructura del pavimento, considerándolos a estos como suelos difíciles, entre este tipo de suelos están los suelos con contenido orgánico, suelos muy blandos y suelos expansivos, las principales características de estos tipos de suelo es la falta de resistencia y su inestabilidad volumétrica, lo que puede producir problemas tales como la formación de depresiones, debido al hundimiento de la estructura del pavimento debido a suelos blandos, así como la formación de grietas, debido a la expansión y retracción de suelos inestables volumétricamente.

Es por esta razón que es de suma importancia su identificación y determinación de su potencial hinchamiento, determinar el espesor de la capa activa con la finalidad de establecer si es factible un cambio total de este estrato o la ejecución de una estabilización que ayuden a controlar y mejorar las propiedades del suelo que servirán como cimentación de la estructura vial.

3.3. Objetivos de la estabilización de la subrasante.

La estabilización de suelos es una medida que surge como solución frente a suelos que presentan malas o insuficientes características del suelo, esta medida resulta en la mayoría de casos más económica que sustituir el material del sitio, pero definir si la estabilidad del suelo es la mejor medida se debe analizar el suelo en cuestión, entonces la estabilización del suelo tiene como objetivos mejorar las diferentes propiedades que sean deficientes en el material.

- Proporcionar estabilidad volumétrica, ya cierto tipo de suelos presentan considerables cambios volumétricos cuando se presentan cambios en el contenido de humedad del suelo.
- Mejorar la resistencia del suelo, ya que este debe soportar las cargas producidas del tránsito, así como el peso mismo de la estructura de la vía.
- Disminuir la permeabilidad, ya que esta medida ayuda a evitar el ascenso de agua a las capas de la estructura de la vía.
- Disminuir la compresibilidad, para sí evitar asentamientos producidos por la reducción en el índice de vacíos de vacíos.

Las medidas de tratamiento del suelo que se utilicen pueden mejorar a la vez varias condiciones del suelo, como por ejemplo la compactación que reduce la permeabilidad y la compresibilidad, pero también puede que ciertas medidas mejoren una característica y produzca el deterioro de otra propiedad, la propiedad que presenta un problema significativo es la estabilidad volumétrica, ya que de no asegurarse esta propiedad produciría daños a la estructura de la vía, además al asegurar la estabilidad volumétrica se mejora a su vez otras propiedades del suelo.

3.4. Propiedades de los suelos consideradas en obras viales.

3.4.1. Estabilidad volumétrica.

Al hablar de estabilidad volumétrica nos referimos a la capacidad que tiene el suelo de fundación para expandirse y/o contraerse debido al cambio de humedad en dicho material (arcillas expansivas), uno de los métodos más utilizados para la estabilización

de este tipo de subrasante, consiste en modificar sus propiedades físicas (granulometría) o a su vez sus propiedades químicas (plasticidad). Se considera que un suelo es volumétricamente inestable cuando su expansividad es mayor a 4%.

3.4.2. Resistencia.

La resistencia de la subrasante es una de las características más importante de esta, normalmente el mayor problema en cuanto a resistencia se presenta en los suelos arcillosos, la resistencia de los suelos disminuye conforme aumenta el contenido de humedad y la particularidad de los suelos arcillosos es que al entrar en contacto con agua absorben y retienen mayor cantidad de esta, a diferencia de otros tipos de suelos. El indicador usado para la evaluación de resistencia de la subrasante es el CBR, el mismo que para considerar a la subrasante adecuada para fundación del pavimento debe ser mayor a 6%. ($\text{CBR} > 6\%$).

3.5. Suelos expansivos.

Como se dijo anteriormente este tipo de suelos son problemáticos en la construcción de obras viales, debido a su inestabilidad volumétrica, es por esta razón que de deber identificarlos el grado de expansividad, su potencial cambio volumétrico y finalmente de ser necesario determinar la magnitud de la expansividad de este, así como el espesor de su capa activa.

3.5.1. Identificación del grado de expansión del suelo.

Las arcillas expansivas especialmente las altamente plásticas son uno de los principales problemas en obras civiles, es por esta razón que es importante la identificación de este tipo de suelo, y ya que este tipo de arcillas se caracterizan por su alto LL e IP, como primer paso podemos determinar de manera preliminar si un suelo es expansivo mediante estos indicadores.

Tabla N° 3-1. Relación entre LL, LP y grado de expansión.

Grado de expansión	Limite Liquido		Índice de Plasticidad		
	Chen	Norma is 1498	Holtz y gibbs	Chen	Norma is 1498
Bajo	< 30	20-35	< 20	0-15	<12
Medio	30-40	35-50	12-34	10-35	12-23
Alto	40-60	50-70	23-45	20-55	23-32
Muy alto	>60	70-90	> 32	> 35	> 32

Fuente: (INV-E, 2013)

3.5.2. Identificación del potencial de expansión del suelo.

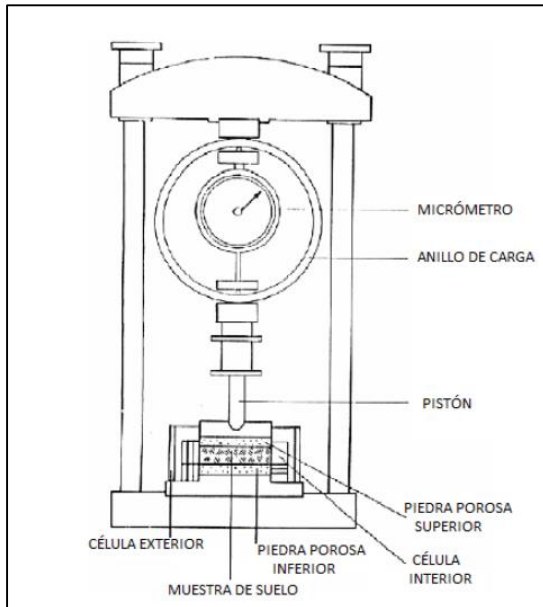
Una vez determinada el grado de expansión del suelo, si este arroja un grado de expansión alto o muy alto se deberá proceder a determinar su potencial, esto se lo realiza mediante un ensayo de laboratorio sencillo, conforme a la norma ASTM D-4829, mediante el aparato de Lambe.

3.5.2.1. Determinación del Volumen Potencia de Cambio.

Este método consiste en determinar la expansión que sufre un suelo compactado en condiciones de humedad establecidos cuando esta es saturada mediante un

consolidómetro o aparato equivalente (Expansómetro de Lambe) conforme a la normativa ASTM D 4928.

Ilustración N° 3-1. Expansómetro de Lambel



Fuente: (INV-E, 2017)

Preparación de las muestras.

- La muestra debe ser secada al aire o en horno a temperaturas inferiores a 60°C.
- Se obtiene una muestra de aproximadamente 1Kg mediante cuarteo, seleccionando una de estas para el ensayo.
- La parte de 1Kg seleccionada se pasa por el tamiz N°4, la fracción de suelo que pasa por este tamiz será la que se utilice en este ensayo.
- Se procede a llevar a la muestra a un estado de saturación de 50 +/-2%, en condición compactada.

- La compactación se lo realiza en el molde de 101.9mm, con una altura compactada total de 50,8mm, realizando la compactación en dos capas con 15 golpes cada uno distribuidos uniformemente.
- Se procede a enrazar la muestra compactada y seguidamente se procede a la lectura de la altura inicial de la muestra H1.
- Determinar el contenido de agua de acuerdo al ASTM D 2216 y el peso seco de acuerdo con la Sección 11 de ASTM D 698.
- Se determina el grado de saturación con la ecuación

$$S = \frac{w * G_s * \gamma_d}{G_s * \gamma_w - \gamma_d}$$

Donde:

S = Grado de saturación (%)

w = Contenido de agua (%)

G_s = Gravedad específica, (se considera de 2.7)

γ_w = Peso unitario de agua a 20 ° C, (9.79 kN / m³)

γ_d = Peso unitario seco de la muestra de suelo compactado, (kN/m³)

Ensayo.

- Se coloca la muestra de suelo compactada en el anillo del consolidómetro o el dispositivo de carga equivalente (aparato de Lambe), colocando un disco de piedra porosa superior e inferior.
- Se somete a la muestra a una presión de 6.9KPa que incluya el peso de los discos, dejando esta carga durante 10 minutos, después de esto se obtiene la medida D1.
- Una vez obtenida la lectura D1 se procede a inundar la muestra con agua destilada durante un periodo de 24h o hasta que la velocidad de expansión sea inferior a 0,005mm/hora.
- Finalmente, se obtiene la lectura de D2 una vez se cumpla lo del punto anterior.
- Se procede a calcular el índice de expansión mediante la siguiente ecuación:

$$EI = \frac{\Delta H}{H_1} * 1000$$

Donde:

ΔH = cambio de altura (D2 - D1) (mm)

H1 = altura inicial de la muestra (mm)

D1 = lectura inicial del dial (mm)

D2 = lectura final del dial (mm)

Una vez obtenido los valores de Índice de Expansión, se procede a determinar el Potencial Cambio Volumétrico que puede tener dicho suelo mediante la siguiente tabla:

Tabla N° 3-2. Clasificación de la expansión potencial de los suelos utilizando la IE

Índice de expansión	Potencial de Expansión
0-20	Muy baja
21-50	Baja
51-90	Media
91-130	Alta
> 130	Muy alta

Fuente: ASTM D4928-12(2018), Standard Test Method for Water in Crude Oils by Coulometric Karl Fischer

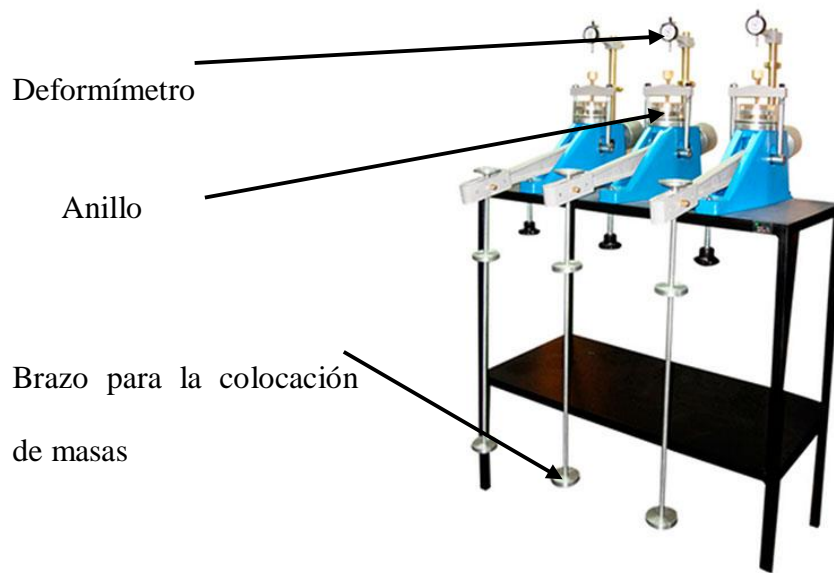
3.5.3. Determinación de la magnitud de expansión.

Si el potencial cambio volumétrico de los suelos arcillosos es altos o muy alto, estos deben ser sometidos a un ensayo adicional, el cual me permita determinar la magnitud del hinchamiento, para determinar si este está dentro del rango aceptable establecido por la normativa vigente. Esta magnitud se la obtiene mediante el ensayo del consolidómetro, mediante la normativa ASTM D 4546 (Métodos de prueba estándar para la hinchazón unidimensional de los suelos).

3.5.3.1. Determinación del hinchamiento unidimensional.

Ese ensayo consiste en determinar la magnitud del hinchamiento de suelos cohesivos, con muestras alteradas compactadas a una densidad humedad óptima y densidad máxima (Proctor).

Ilustración N° 3-2. Consolidómetro



Fuente: INGEOTECN, Consolidómetro, Perú,2010.

Procedimiento.

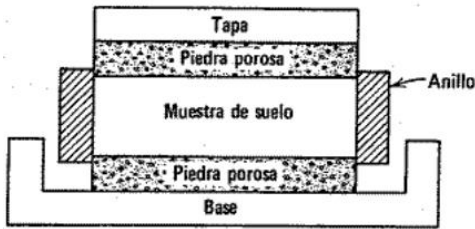
Preparación de las muestras.

- Previo al ensayo se debe obtener los siguientes parámetros físicos de la muestra.
- ✓ Contenido de humedad
- ✓ Peso unitario seco y húmedo
- La muestra deberá ser compactada como se estipula en la normativa ASTM D 698 o ASTM D 1557 (Proctor estándar o modificado).

Ensayo.

- Se obtiene una pastilla de la muestra compactada para colocarlo en el anillo del consolidómetro en el cual debe tener piedra porosa en la parte superior e inferior de la muestra.

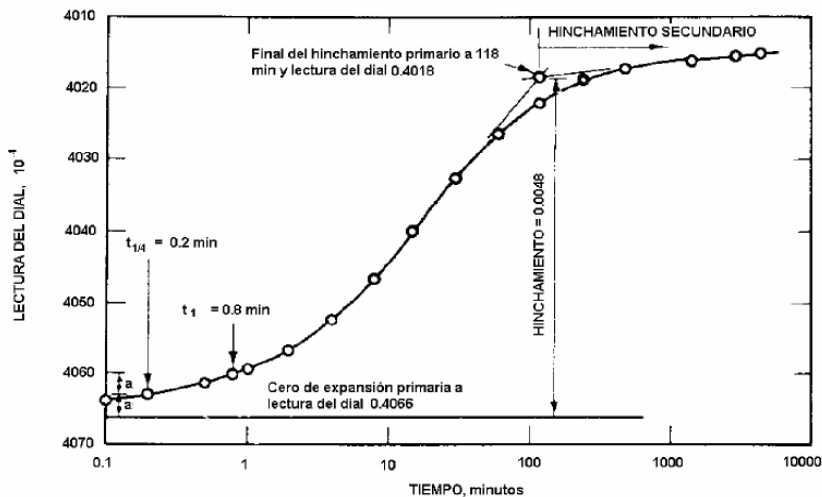
Ilustración N° 3-3. Esquema de colocación de muestra dentro del anillo del consolidómetro.



Fuente: UNS. Ingeniería civil nociones de instrumentación y equipo en ing. Civil, Perú, 2013

- Se aplica una presión de asentamiento correspondiente a 1Kpa
- Se satura la muestra hasta llevarla a esta al hinchamiento primario, esto se lo realiza obteniendo lecturas del deformímetro para tiempos de 0.1, 0.2, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 8.0, 15.0 y 30 min, y 1, 2, 4, 8, 24, 48 y 72 horas, o hasta que se complete el hinchamiento primario como se muestra en la siguiente figura.

Ilustración N° 3-4. Hinchamiento Primario y Secundario



Fuente: ASTM D4546-14e1, Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Collapse of Soils, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2014.

- Luego de haber completado el hinchamiento primario se procede a aplicar presiones verticales aproximadamente de 5, 10, 20, 40, 80, etc. KPa, hasta que la muestra se comprima a un punto que se equilibre la expansión. (la duración de cada incremento de carga debe ser igual, y de una duración que asegure el 100% de la consolidación primaria).
- El porcentaje de hinchamiento se lo puede determinar mediante la siguiente ecuación:

$$\% \text{ de hinchamiento} = \frac{\Delta h}{h_o}$$

Donde:

Δh = Cambio en la altura de la muestra

h_o = Altura inicial de la muestra

Una vez obtenido la magnitud del hinchamiento (expansividad) se la compara con la permisible de la normativa (> 4%), y en caso de exceder esta, se deberá proceder a determinar el espesor de la capa activa para establecer la factibilidad de realizar el cambio total de este estrato o ejecución de un mejoramiento.

3.5.4. Determinación de la capa activa de suelos expansivos

Como sabemos hasta ahora, los suelos expansivos producen hinchamientos con el cambio de contenido de humedad, es por esto que las zonas más propensas a sufrir este tipo de cambios volumétricos son las capas superficiales del suelo, ya que estas están

más propensas a cambio de humedades producidos por la infiltración de la escorrentía, la zona comprendida entre la cota de la subrasante y la profundidad en la cual se producen estos cambios de humedad se lo conoce como capa activa.

La determinación de la potencia que tiene la capa activa de un suelo es importante, ya que si se tuviera el caso de un espesor de capa activa pequeño (hasta 2 metros), esta puede ser reemplazada con un material de mejores características, caso contrario se debería estabilizarla empleando métodos posteriormente revisados.

La determinación del espesor de la capa activa se lo puede obtener de manera aproximada mediante la relación de humedad natural del suelo y el límite plástico, además del índice de liquidez, analizando estos parámetros podemos determinar la deficiencia de humedad en el suelo ($W_n/LP < 1$; $I_L < 0$), es decir que la humedad natural del suelo es de menor magnitud que la humedad de equilibrio, a partir de la cual se comienza a estabilizar el perfil de succiones. A continuación, se presenta un ejemplo de determinación del espesor de capa activa.

Tabla N° 3-3. Clasificación de suelos expansivos por el método

Profundidad (m)	Wn (%)	índices	
		Wn/LP	$I_L = \frac{W_n - LP}{IP}$
Capa 1 (LL=72,1% y LP=37,9%)			
0.20- 0.30	22.30	0.59	-0.46
0.30- 0.50	23.10	0.61	-0.43
0.50- 0.70	24.40	0.64	-0.39
0.70- 0.90	26.30	0.69	-0.34
0.90- 1.10	27.30	0.72	-0.31
1.10- 1.20	26.46	0.70	-0.33
Capa 3 (LL=61,2% y LP=28,9%)			
1.20- 1.30	27.87	0.96	-0.03
1.30- 1.50	28.03	0.97	-0.03
1.50- 1.70	29.15	1.01	0.01
1.70- 1.90	31.72	1.10	0.09
1.90- 2.10	30.63	1.06	0.05
2.10- 2.30	31.98	1.11	0.10
2.30- 2.50	33.07	1.14	0.13
2.50- 2.70	33.89	1.17	0.15
2.70- 3.00	34.69	1.20	0.18

Fuente: Los autores, Ecuador,2018

Como se puede observar la profundidad de la capa activa será aproximadamente a 1.70m, profundidad en la cual la relación W_n/LP es cercana a uno y el I_L es cercano a cero.

3.6. Estabilización de suelos en obras viales.

Como se ha mencionado los suelos expansivos son un gran problema debido a su inestabilidad volumétrica, es por esta razón que se ha desarrollado métodos que ayuden a controlar y mejorar la estabilidad de los suelos que sirven como cimentación de la estructura vial (subrasante).

Existe una diversidad de tipo de estabilizaciones, entre las más difundidas están las siguientes.

- Estabilización Mecánica. –Este tipo de estabilización consiste en procesos de compactación, que consiste aumentar la densidad del suelo y así mejorar las propiedades del suelo, entre las mejoras obtenidas por este tipo de mejoramiento están; Incremento de la densidad, reducción de la compresibilidad ante asentamientos, disminución de la relación de vacíos, disminución de la permeabilidad.

- ✓ Compactación.

- Estabilización Física. –Este tipo de estabilización consiste en mejorar el suelo con la adición de materiales que mejoran el comportamiento del suelo, pero no cambian la estructura química del suelo, entre los métodos existentes están.

- ✓ Granulometría.

- ✓ Geotextiles.

- Estabilización Química. –Este método involucra la utilización de sustancias químicas que provoca el cambio de la constitución del suelo mejorado, entre los métodos utilizados son:

- ✓ Mejoramiento con cal.

- ✓ Mejoramiento con cemento Portland.

- ✓ Mejoramiento con asfalto.

- ✓ Mejoramiento con cloruro de sodio.

- ✓ Mejoramiento con cloruro de sodio.

- Estabilización biológica. –Este tipo de método involucra la inclusión de material orgánico para mezclarlo en el suelo a estabilizar. Entre los métodos de estabilización biológica están:

- ✓ Estabilización con inclusión de bacterias.
- ✓ Estabilización con enzimas orgánicas.

En este trabajo se profundizará aquellos métodos de estabilización más difundidos en la práctica, en nuestro medio, que se presentan a continuación.

3.6.1. Estabilización física.

Este tipo de estabilizaciones consiste en alterar las propiedades físicas de la subrasante mediante la adición de materiales en el proceso constructivo como es el caso de los geotextiles, la mezcla de material de la subrasante con suelo seleccionado, o la conformación de una capa con material pétreo.

3.6.1.1. Mejoramiento con suelo seleccionado.

Este mejoramiento se lo realiza mediante la adición de material seleccionado a la subrasante, dicho material debe provenir de sitios seleccionados para material de préstamo u otro tipo de excavaciones que cumplan con las especificaciones establecidas en la normativa MTOP.

- Deberá ser suelo granular, libre de material orgánico y escombros.
- El 100% del material pasara por el tamiz 4'' (100mm).
- El material que pase el tamiz N°200 debe ser menor al 20%.
- El índice de plasticidad será menor al 9%.
- El limite liquido deberá ser menor a 35%.
- El CBR debe ser mayor al 20%.

- La compactación se lo realizará en espesores de 20cm.
- La compactación se lo realizara para una densidad de mínimo 95%.

3.6.1.2. Mejoramiento con material pétreo.

Este mejoramiento se lo realiza mediante la conformación de una capa de material pétreo sobre la subrasante, con la finalidad de reforzar a la estructura del pavimento, dicho material debe cumplir con las especificaciones establecidas en la normativa MTOP.

- Debe ser material pétreo (piedras o pedazos de rocas) con tamaño de 10 a 30cm.
- No debe contener material que pase el tamiz N°200.
- Las partículas que pasan el tamiz 2'' no debe ser mayor al 20%.
- Las partículas que pasa en tamiz N°4 no será mayor al 5%.
- La capa debe ser de un espesor tal que pueda contener a las partículas de mayor tamaño.

3.6.2. Estabilización química.

Con este tipo de estabilización se consigue alterar las propiedades físicas de la subrasante mediante una mezcla de materiales (cal o cemento con suelo), que, a diferencia de la estabilización física, esta estabilización se produce por reacciones químicas como intercambio de cationes, floculación y aglomeración de partículas.

3.6.2.1. Estabilización con cal.

La estabilización con cal tiene como objetivo alterar las propiedades físicas del suelo de fundación (subrasante), con el fin de obtener un material que satisfaga las especificaciones correspondientes, incrementando propiedades de resistencia, durabilidad y sobre todo disminuyendo inestabilidades volumétricas.

3.6.2.1.1. Ventajas y desventajas de les estabilización con cal.

La estabilización con actualmente es una de las más usadas en obras viales debido a sus grandes ventajas, pero también tiene sus desventajas las cuales se presentan a continuación:

Ventajas:

- Provoca una disminución de plasticidad en suelos arcillosos.
- Entrega trabajabilidad en las operaciones de construcción (ripabilidad).
- Tiene acción cementante, lo que ayuda a la resistencia.
- Ayuda en la estabilidad volumétrica de suelos expansivos.
- Reduce costos de construcción.
- En caso de estabilización de suelos arcillosos es la mejor opción.

Desventajas:

- No es recomendable para suelos arenosos, ya que no tienen reacción con estos.

- Este tipo de estabilización puede ser aplicado en casi todos los casos siempre y cuando el suelo a estabilizar tenga contenido arcilloso.
- Dosificación en lugares con mucho viento, debido a que se puede perder cantidades significativas de cal.
- El polvo generado durante la estabilización en campo puede ser un problema.
- No es recomendable ese tipo de estabilización en suelos orgánicos.

3.6.2.1.2. Materiales utilizados en las estabilizaciones con cal.

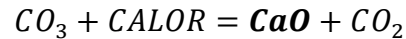
Los materiales que serán usados en este tipo de estabilización deben cumplir con ciertos criterios los cuales se especifica a continuación:

- **Suelo.**

Normalmente casi todos los suelos son idóneos para ser estabilizados con cal, pero los mejores resultados, se han observado en suelos arcillosos, o suelos granulares con contenido de arcilla, en general los suelos en los que es practico el uso de cal para su estabilización es cuando los suelos presentan un índice de plasticidad mayor a 15 ($IP > 15$) y el porcentaje que pasa el tamiz N°200 es mayor a 25, cabe recalcar que no es aconsejable este tipo de estabilización si se trata de suelos orgánicos o sin contenido de material arcilloso.

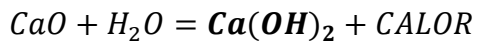
- **Cal Viva.**

La cal es un material obtenido mediante la descomposición de rocas calizas mediante procesos térmicos, (calcinación de la caliza a temperaturas mayores a 900°C), produciendo así la siguiente reacción química:



- **Cal Útil Vial (CUV).**

De esta última reacción no todo el componente de la cal (CaO) es beneficioso para la estabilización del suelo, ya la cal que será en verdad útil para este fin, se le obtiene de la hidratación del óxido de calcio (CaO), produciendo con esto una reacción química que da lugar al Hidróxido de calcio $Ca(OH)_2$ o Cal Útil Vial.



Con lo anterior dicho se puede obtener cal viva (cal comercial) o cal hidratada (Cal Útil Vial) para efecto de estabilización de suelos, tomando en cuenta que para el caso de adquirir cal viva (cal comercial), se deberá conocer el contenido de cal hidratada (Hidróxido de calcio o CUV) de esta. En cualquiera de los casos, dicho material debe cumplir con ciertas especificaciones para el uso en la estabilización de a subrasante conforme a la normativa ASTM C-977, la cual señala que:

En cuanto a su composición química la cal viva o hidratada debe cumplir con la siguiente composición química:

- ✓ Calcio y Magnesio Óxidos (sobre una base no volátil, mínima%) 90,0
- ✓ Dióxido de Carbono (tomada en el punto de fabricación, máximo%) 5,0
- ✓ Humedad libre (tomada en el punto de fabricación, máximo%) 2,0

En cuanto a su composición física la cal viva e hidratada debe cumplir con los siguientes parámetros:

- ✓ La cal hidratada no deberá haber retenido más de 3% en el tamiz N ° 30 (590- μ m) y no más de 25% retenido en el tamiz N ° 200 (75- μ m).
- ✓ Las partículas de la cal viva deberán pasar todas por el tamiz 1 in (24.4mm).
- ✓ La cal viva para la estabilización del suelo deberá tener una temperatura aumento de un mínimo de 30°C en 20 min, medido conforme al ASTM C-110.
- ✓ La cal viva para la estabilización de suelos no deberá tener residuos de más de 10%, medido conforme al ASTM C-110

3.6.2.1.3. Determinación del porcentaje óptimo de cal

La cal es muy buen estabilizante de suelos, pero esto implica un costo adicional es por esta razón que desde un punto de vista técnico-económico, es necesario determinar un porcentaje de cal que lleve al suelo inestable a las características requeridas por la normativa vigente.

Para la determinación del porcentaje de cal óptimo la mezcla de los materiales en laboratorio de lo deberá realizar de acuerdo a la normativa ASTM D 6276, dicho procedimiento se detalla a continuación.

Método de ensayo estándar, usando el pH para estimar la proporción suelo-cal requerida para la estabilización de suelos (ASTM D 6276).

Este método consiste en determinar el porcentaje más bajo de cal usado en una mezcla de “Suelo-Cal-Agua”, la cual produzca un pH de 12.4, a este porcentaje de cal se lo denomina porcentaje de cal óptimo.

Preparación de las muestras.

- Se toma 350g de suelo seco para pasarlo por el tamiz N°40, mezclando por completo el material que pase dicho tamiz.
- Se toma cinco muestras de suelo seco pasado por el tamiz N°40 cada uno de 25g y se los colocara en un recipiente PLÁSTICO de 150ml o más que tenga tapa roscable.
- Se debe obtener 5 muestras cal que cumplan con la especificación de la normativa ASTM C-977, cuyos pesos corresponden al (2,3,4,5 y 6) % de la masa seca de cada uno de los recipientes.

Ensayo.

- Se coloca cada uno de las muestras de cal correspondientes a los diferentes porcentajes en cada una de las muestras de suelo seco, estos recipientes con la mezcla se agitarán hasta obtener una mezcla homogénea seca de “Suelo-Cal”.

- Luego a esta mezcla de “Suelo-Cal” se añadirá 100ml de agua destilada, de inmediato se procederá a agitar la botella plástica durante 30 segundos cada 10 minutos, hasta completar 1 hora.
- Al concluir este periodo de una hora, e los siguientes 15 minutos se debe medir el pH de cada una de las mezclas de “Suelo-Cemento-Agua”. Observando el valor de porcentaje de Cal, que arroje un pH igual a 12.4, siendo este el porcentaje de cal óptimo para la estabilización de dicho suelo.

Nota1. La botella que se usen para este ensayo en ningún caso pueden ser de cristal o metal, ya que la mezcla de “Suelo-Cal-Agua” es alcalina y puede reaccionar con dichos materiales, por esta razón se deberá usar botellas o recipientes de plástico.

Nota2. En caso de que se llegase a obtener un pH menor a 12.4 con el mayor porcentaje de cal (6%) se repetirá el ensayo aplicando porcentajes de cal mayores a los estipulados.

3.6.2.1.4. Reacciones químicas de la estabilización con cal.

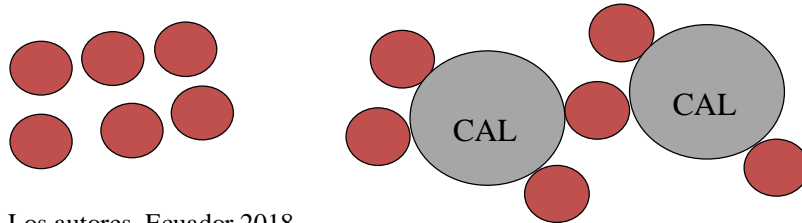
La reacción química que justifica la estabilización de la cal ya sea viva o hidratada con suelos arcillosos es el intercambio iónico por cationes de mayor valencia reduciendo así el espesor de la capa doble de la arcilla, así también por otro lado algunas arcillas con contenidos de sílice pueden producir un efecto puzolánico, haciendo más fuerte los enlaces entre las partículas de cal y arcilla.

- **Floculación.**

Es un fenómeno químico en el cual se produce por el intercambio de iones por cationes formando así aglomeración de partículas coloidales (partículas arcillosas), es decir las

partículas coloidales se irán adhiriendo a las partículas de cal, formando partículas más grandes.

Ilustración N° 3-5. Floculación de las arcillas usando cal.



Fuente: Los autores, Ecuador, 2018

- **Efecto puzolánico.**

Este efecto se produce en las mezclas de suelos con un contenido de arcilla en cuya composición química contenga sílice, ya que, con este componente durante el proceso de aglomeración, los enlaces entre las partículas de arcilla y las de cal se hacen más fuertes y de esta manera aumentado su resistencia.

3.6.2.1.5. Efectos de la estabilización sobre el suelo.

Debido a las reacciones químicas que los suelos arcillosos tienen con la cal, se produce efectos favorables en las propiedades físicas y mecánicas de este los cuales pueden ser:

- **Reducción de la humedad inmediata.**

Este efecto se produce cuando se aplica cal viva, ya que como se dijo anteriormente, la reacción química entre la cal viva (CaO) y el agua (H_2O) produce cal hidratada más calor, dicho calor produce la reducción de humedad inmediatamente.

- **Modifica la granulometría.**

Como dijimos anteriormente el proceso de floculación aglomera partículas de cal y arcilla logrando así partículas más grandes, modificando de esa manera la granulometría, haciéndolo también más friable.

- **Reducción del índice de plasticidad.**

Esto efecto se logra gracias a que pérdida de fuerza de unión entre partículas de arcillas. Produciendo con esto la reducción del límite plástico sin modificar el límite líquido, y como consecuencia de esto el índice de plasticidad disminuye ($IP=LL-LP$).

- **Reduce potenciales cambios volumétricos.**

La reducción de la capa doble de la arcilla y el agua entre estas partículas hace posible la disminución de la susceptibilidad de este tipo de suelos al agua, es decir las arcillas estabilizadas son menos propensas a cambios volumétricos sufridos por cambios de humedad.

3.6.2.1.6. Ejemplo de determinación de cantidades de materiales en obra.

Se requiere determinar la cantidad de sacos de cal viva de 25Kg requeridos para la estabilización de un estrato de 20cm de suelo arcilloso cuyo peso específico es de 1680Kg/m³ a lo largo de 1 km, dicho suelo fue estabilizado en laboratorio arrojando

un porcentaje de CUV óptimo de 4%, y la cal viva que se utilizará para el mejoramiento tiene un porcentaje de CUV del 75%.

Como primer paso obtendremos el volumen de una franja de un metro de carretera, para luego poder obtener el peso seco (W) del suelo, conociendo el peso específico del suelo.

$$V = \frac{(10m * 0.20m * 1m)}{1m}$$

$$V = 2 \text{ m}^3/m$$

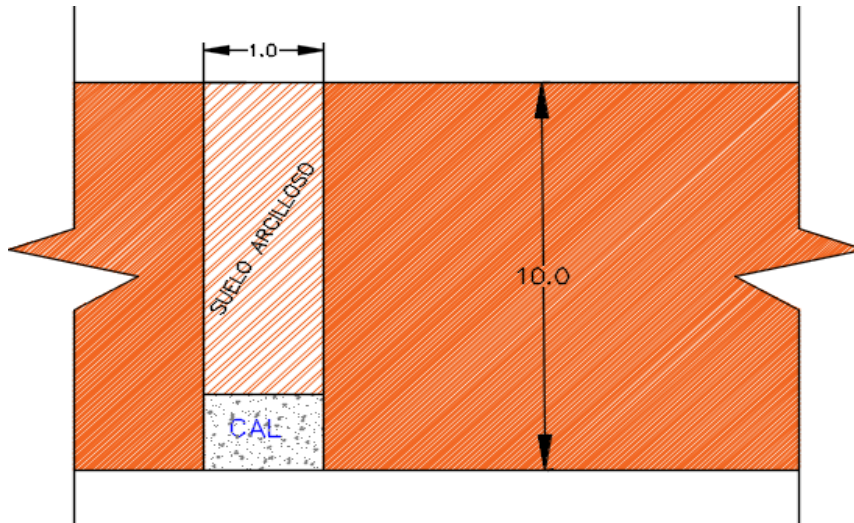
$$W = V * \gamma_d$$

$$W = 2 \left(\frac{\text{m}^3}{m} \right) * 1680 \left(\frac{Kg}{\text{m}^3} \right)$$

$$W = 3360 \text{ Kg}/m$$

Ahora una vez estabilizado el suelo, el peso del suelo por una franja de un metro correspondería al peso de una porción del suelo más un porcentaje de cal usado para su estabilización como se indica en el siguiente gráfico:

Ilustración N° 3-6. Representación de porcentaje de cal en una franja de un metro de ancho.



Fuente: Los autores, Ecuador, 2018

$$3360 \text{ Kg/m} = W_{\text{suelo seco}} + \% \text{Cal}(W_{\text{suelo seco}}) \quad \text{ec. (1)}$$

Ahora dado que el contenido de CUV de cada saco (75%) es mayor al requerido para la estabilización del suelo (4%), deberemos obtener la relación que determine el porcentaje del saco de 25Kg que debemos aplicar por cada metro de carretera. Cabe recalcar que al porcentaje de CUV de laboratorio se suma un 0.5% debido a posibles desperdicios generados durante las operaciones constructivas

$$CUV_{\text{campo}} = \frac{CUV_{\text{Lab.}} + 0.5\%}{CUV_{\text{Comercial.}}} * 100\%$$

$$CUV_{\text{campo}} = \frac{4\% + 0.5\%}{75\%} * 100\%$$

$$CUV_{\text{campo}} = 6\%$$

Despejando el valor de peso seco W de la ecuación 1 tenemos que el peso seco del suelo sin tomar en cuenta la porción de CUV es.

$$W_{suelo\ seco} = \frac{3360\ Kg/m}{1 + 0.06}$$

$$W_{suelo\ seco} = 3169,81\ Kg/m$$

Entonces el peso de la cal será:

$$3360\ Kg/m = W_{Suelo\ Seco} + W_{Cal}$$

$$W_{Cal} = 3360\ Kg/m - 3169,81\ Kg/m$$

$$W_{Cal} = 190.19\ Kg/m$$

De donde el peso total para el Km de vía será:

$$W_{Cal} = 190.19\ \frac{Kg}{m} * 1000m$$

$$W_{Cal} = 190190Kg$$

Finalmente obtenemos el número de sacos necesarios para la estabilidad del Km de vía.

$$N^{\circ}_{sacos} = \frac{190190Kg}{25Kg}$$

$$N^{\circ}_{sacos} = 7607.6\ sacos \approx 7608sacos\ de\ 25\ Kg$$

3.6.2.2. Estabilización de suelo con Cemento.

El método de estabilización de suelos con cemento data desde hace varios años atrás, la acción que tiene el cemento como agente estabilizador es en el instante que este entra en contacto con el agua, pues la reacción de las partículas del cemento distribuidas en el suelo y que entran en contacto con el agua es que forman fibras que se traban entre sí, manteniendo juntas las partículas en las que están dispersas, la mezcla debe compactarse, para formar un compuesto de silicato y aluminato que aumenta la resistencia de la mezcla. Un factor importante que debe cumplir un suelo para obtener una mezcla de suelo estabilizado adecuado es que tenga un porcentaje bajo de contenido orgánico, usualmente entre 1 y 2% en peso del material a estabilizar, aunque el contenido de humedad es un factor importante en el resultado de la mezcla suelo-cemento, varios son los factores que influyen en la obtención de un suelo estabilizado con cemento, a continuación se detallan los factores que influyen en la preparación de la mezcla suelo cemento, el tipo de Cemento que se utiliza comúnmente en la mezcla es el Cemento tipo I.

3.6.2.2.1. Tipo de suelo a estabilizar.

Este es un factor muy importante a considerar, debido a que el cemento tiene una reacción química con el agua y el suelo que entra en contacto, dependerá bastante de la composición química y granulométrica del suelo para que el cemento actúe adecuadamente, y más que nada sea viable este método de compactación, es decir que no sea una medida demasiado costosa de mejoramiento.

Las Normas de Dosificación de mezclas de Suelo-Cemento, desarrolladas por el Instituto Boliviano del Cemento y el hormigón, presentan una traducción y recopilación de las Normas de dosificación de Suelo-Cemento Propuestas por la Portland Cement Association (PCA), información que se presenta en este trabajo.

El porcentaje de cemento de partida recomendado según el tipo de suelo es el indicado en la siguiente tabla.

Tabla N° 3-4. Contenido de cemento en peso a agregar según el tipo de suelo.

Clasificación AASHTO	Contenido de cemento en peso (%)
A 1-a	5
A 1-b	6
A2	7
A3	9
A4	10
A5	10
A6	12
A7	13

Fuente: Normas de Dosificación de Suelo-Cemento PCA (2002).

Se recomienda que la mezcla no contenga más de 13 % de cemento, ya que en este caso la medida de estabilización por agregado de cemento no es viable por el elevado costo que adquiriría el método.

3.6.2.2.2. Cantidad de cemento.

La cantidad de cemento a agregar en la mezcla es el factor que define la viabilidad del tratamiento, ya que este material representa el mayor costo de inversión en el tratamiento, entonces la dosificación de este debe estar encaminada en mejorar las propiedades del suelo, y analizar si la cantidad de cemento agregado resulta demasiado costoso con respecto a otros métodos.

El diseño de la mezcla suelo-cemento se realiza en base a dos parámetros, el primero es en base al ensayo de humedecimiento y secado de muestras de compactadas de suelo-cemento (ASTM D 559), y en base al ensayo de compresión simple (ASTM 2166), la metodología de diseño desarrollará posteriormente.

Cuando el diseño de la mezcla Suelo-Cemento se realiza para una resistencia a la compresión simple, EL MTOP en las Especificaciones Generales para la construcción de caminos y puentes recomienda una resistencia mínima en el ensayo a compresión no confinada a los siete días de 18 Kg/cm^2 , y se sugiere como un valor máximo de 56 Kg/cm^2 , esto se debe a que mezclas con resistencias superiores a la indicada son propensas a sufrir de agrietamiento, entonces se considera que en este límite de resistencia la mezcla aún posee un comportamiento flexible.

Si la dosificación de cemento se va a realizar en base al ensayo de Humedecimiento y secado, la cantidad de cemento agregado debe ser tal que la pérdida de peso de la mezcla compactada debe ser la indicada en la siguiente tabla, según el tipo de suelo al que corresponda.

Tabla N° 3-5. Porcentaje de pérdida máxima en muestra de suelo-cemento compactada.

Clasificación AASHTO	Pérdida máxima (%)
A 1; A-2-4;A-2-5;A-3	14
A-2-6;A-2-7;A-4;A-5	10
A-6;A-7	7

Fuente: Ingeniería de Pavimento para carreteras (Montejo, A.) Bogotá D.C. 2002. P.114

3.6.2.2.3. Cantidad de agua agregada a la mezcla.

La cantidad de agua que se agrega a la mezcla tiene incidencia directa en el proceso de compactación ya que una óptima cantidad de agua corresponde a una máxima densidad seca obtenida en la compactación. El ensayo realizado para determinar la humedad óptima es generalmente el ensayo de Proctor estándar, ya que con este ensayo se determina densidades más bajas que la obtenida con el proctor modificado, y que en una mezcla de suelo-cemento no es recomendable densidades altas, por la susceptibilidad a agrietamiento que esto representa.

3.6.2.2.4. Compactación de la Mezcla Suelo-Cemento.

La calidad de ejecución de este proceso es fundamental para obtener que la mezcla de suelo-cemento tenga un adecuado comportamiento, la compactación debe realizarse en un tiempo inferior a 2 horas después de haberse realizado la mezcla.

3.6.2.2.5. Curado de la Mezcla.

La calidad de la mezcla de suelo-cemento también se ve influenciada del tiempo de curado que tiene la mezcla después de realizada su compactación, la resistencia a la compresión obtenida con la mezcla de suelo-cemento es mayor conforme mayor es el tiempo de curado que se le dio.

3.6.2.2.6. Metodología para la dosificación de suelo cemento.

La Norma general de Dosificación de suelo-cemento (2002) establece los siguientes pasos a realizar.

a) *Identificación y clasificación del suelo.* Para la adecuada caracterización del suelo es requerido realizar los siguientes ensayos:

Determinación del peso específico.

Determinación de porcentaje de absorción de los áridos gruesos.

Determinación del límite líquido de los suelos.

Determinación del límite de plasticidad de los suelos.

Análisis granulométrico de suelos.

Es requerido la caracterización del suelo, ya que dependiendo del tipo de suelo se va poseer una dosificación de cemento de partida, y a su vez que el valor permisible de pérdida de peso por el Ensayo de humedecimiento y secado dependerá del tipo de suelo. El peso específico del material se realiza con el fin de tener información para la

dosificación en obra del cemento, la dosificación en obra se la realiza en similitud a la dosificación en obra de la cal detallada anteriormente.

En la dosificación del cemento según las Normas de dosificación de suelo-cemento (2002), las fracciones del suelo se denominan según la siguiente consideración.

Grava gruesa. –Partículas con diámetro entre 476. mm a 76.0 mm.

Grava fina. – Partículas con diámetro entre 2.0 mm a 4.76 mm.

Arena gruesa. – Partículas con diámetro entre 0.42 mm a 2.0 mm.

Arena Fina. – Partículas con diámetro entre 0.05 mm a 0.42 mm.

Limo. –Partículas con diámetro entre .005mm a 0.5 mm.

Arcillas. –Partículas con diámetro inferior a 0.005 mm.

Para realizar un ejemplo de considera las siguientes características del material:

Granulometría del material:

- Grava gruesa = 10 %
- Grava fina = 5 %
- Arena gruesa = 23 %
- Arena fina = 33 %

- Limo = 6 %
- Arcilla = 23 %
- Parcela que pasa el tamiz de 0,075 mm = 32 %
- Límite líquido = 25 %
- Límite plástico = 19 %
- Índice de plasticidad = 6 %

Características de la grava gruesa:

- Absorción = 1,2 %

Clasificación AASHTO del suelo.

- A2-4 (0)

b) *La Cantidad de Cemento para el ensayo de compactación.* La cantidad óptima de cemento se determina en base al análisis del comportamiento de diversas probetas ensayadas (Recomendable tres probetas), diferenciando la cantidad de cemento de las tres probetas en dos puntos porcentuales, la cantidad de cemento a ser adoptada según el tipo de suelo ya se presentó anteriormente.

c) La Asociación de Cemento Portland (PCA), en base a las investigaciones realizadas ha definido valores puntuales de porcentaje de partida de cemento, presentados en la Tabla N°3-5.

Entonces si se tiene un suelo A-2-4 (0), según la Tabla N°3-5, se recomienda utilizar valor de partida de **7 %** de cemento en la mezcla, para proseguir con el ensayo de compactación.

d) *Ensayo de compactación de muestra suelo-cemento.* El procedimiento del ensayo de compactación de suelo-cemento es similar al ensayo de compactación de *PROCTOR ESTÁNDAR* de suelos definido en la normativa ASTM D-698, pero, además incluye ciertas particularidades del material Suelo-Cemento, para este ensayo se incluye la masa de suelo que quedó retenido en el tamiz N° 4 (4.78 mm), la preparación de la muestra es similar a la definida en la norma ASTM 698, pero la cantidad de suelo que sea retenida en el tamiz de $\frac{3}{4}$ ", será sustituida por una cantidad igual en peso de material retenido entre el tamiz N°4, y el tamiz N° $\frac{3}{4}$ ".

Ejemplo:

Datos de ensayo:

- Suelo grueso = 10 %
- Absorción de suelo grueso = 1,2 %
- Humedad de suelo= 3,0 %
- Cantidad de cemento = 7,0 %

b) Datos de equipos:

- Martillo No. 3

- Cilindro No. 2

- Volumen de cilindro = 995 cm³

- Peso de cilindro = 2150 g

c) Composición de la mezcla:

- Peso total de suelo seco = 5000 g

- Peso seco suelo granular = $\frac{10 \cdot 5000}{100} = 500$ g

- Peso húmedo suelo granular = $500 \times (1 + 0,012) = 506$ g

- Peso seco suelo restante = $5000 - 500 = 4500$ g

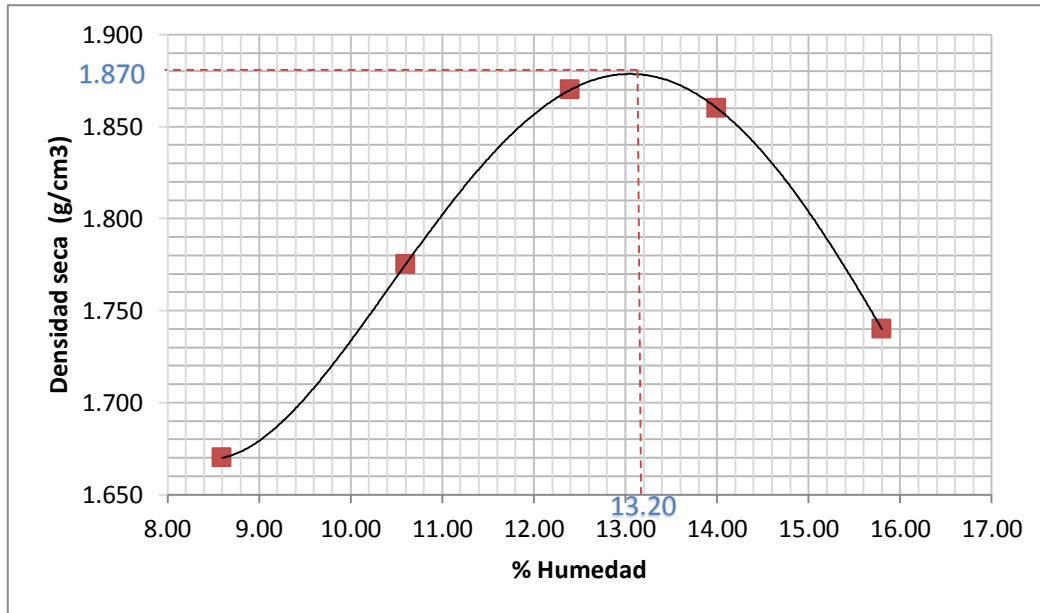
- Peso húmedo suelo restante = $4500 \times (1 + 0,03) = 4635$ g

- Peso de cemento = $\frac{7 \cdot 5000}{100} = 350$ g.

Entonces se tiene la proporción a aumentar de cemento, se continuará aumentando cada ensayo el contenido de humedad (En conformidad al ensayo de Proctor estándar ASTM D-698), para obtener la curva de compactación, con el fin de determinar el Peso unitario seco máximo, y la humedad óptima.

La curva de compactación es la indicada a continuación:

Ilustración N° 3-7. Curva de Compactación, añadido 7 % de cemento.



Fuente: Los autores, Ecuador, 2018.

Densidad seca máxima = 1.879 g/cm³ = 1879 Kg/m³

Humedad óptima = 13.2 %.

e) *Elección de la cantidad de cemento para el ensayo de durabilidad.* El ensayo de durabilidad deberá realizarse a tres muestras cuyas cantidades de cemento varíen 2 puntos porcentuales, una muestra por encima, y otra por debajo de la cantidad de cemento seleccionada, la cantidad de cemento recomendada por el PCA es la siguiente:

Tabla N° 3-6. Contenido de cemento medio requerido para suelos arenosos no orgánicos.

Grava gruesa (%)	Limo + Arcilla (%)	Peso Unitario seco máximo (Kg/m3)					
		1680 a 1759	1760 a 1839	1840 a 1919	1920 a 1999	2000 a 2079	2080 o superior
0 - 14	0 - 19	10	9	8	7	6	5
	20 - 39	9	8	7	7	5	5
	40 - 50	11	10	8	8	6	5
15 - 29	0 - 19	10	9	8	6	5	5
	20 - 39	9	8	7	6	6	5
	40 - 50	12	10	9	8	7	6
30 - 45	0 - 19	10	8	7	6	5	5
	20 - 39	11	9	8	7	6	5
	40 - 50	12	11	10	9	8	6

Fuente: Normas de Dosificación de Suelo-Cemento PCA (2002).

Tabla N° 3-7. Contenido de cemento medio requerido para suelos limosos y arcillosos.

Índice de grupo del suelo	Limo (%)	Peso Unitario Seco máxima (Kg/m3)						
		1440 a 1519	1520 a 1599	1600 a 1679	1680 a 1759	1760 a 1839	1840 a 1919	1920 o superior
0 - 3	0 - 19	12	11	10	8	8	7	7
	20 - 39	12	11	10	9	8	8	7
	40 - 59	13	12	11	9	9	8	8
	60 o sup	-	-	-	-	-	-	-
4 - 7	0 - 19	13	12	11	9	8	7	7
	20 - 39	13	12	11	10	9	8	8
	40 - 59	14	13	12	10	10	9	8
	60 o sup	15	14	12	11	10	9	9
8 - 11	0 - 19	14	13	11	10	9	8	8
	20 - 39	15	14	11	10	9	9	9
	40 - 59	16	14	12	11	10	10	9
	60 o sup	17	15	13	11	10	10	10
12 - 15	0 - 19	15	14	13	12	11	9	9
	20 - 39	16	15	13	12	11	10	10
	40 - 59	17	16	14	12	12	11	10
	60 o sup	18	16	14	13	12	11	11
16 - 20	0 - 19	17	16	14	13	12	11	10
	20 - 39	18	17	15	14	13	11	11
	40 - 59	19	18	15	14	14	12	12
	60 o sup	20	19	16	15	14	13	12

Fuente: Normas de Dosificación de Suelo-Cemento PCA (2002).

Como se trata de un suelo de naturaleza arenosa, utilizando la Tabla N°3-6, se determina que el porcentaje de cemento para un porcentaje de grava de 10 %, arcilla de 29 % y densidad seca máxima de 1880 Kg/cm³, corresponde a 7 % de Cemento para el ensayo de Pérdida de masa por ciclos de humedecimiento y secado de probetas compactadas de suelo-cemento.

f) *Moldeado de probetas para ensayo.* El procedimiento de moldeado y preparación del material, depende del método que aplique, sea el Método A, o el Método B, en ambos casos se utilizará el molde cuyo volumen es de 944 cm³ \pm 11 cm³, de diámetro interno de 101.60 \pm 0.41 mm.

Método A. – Este método es aplicable para suelos que, en su estado natural, todas las partículas pasan el tamiz N° 4 (4.75 mm), y consiste en lo siguiente.

- **Preparación del material.** –Se prepara la muestra conforme lo estipulado en el apartado del ensayo de compactación por proctor estándar, en donde la muestras seleccionada es de 2 500g \pm 1g, se cuantificar la cantidad de cemento en relación al peso seco de la muestra, la cantidad de humedad óptima se obtiene del ensayo de compactación proctor previamente realizado, la cantidad de agua a agregarse para llevar a la humedad óptima se realiza de igual manera que en el ensayo de compactación, con la siguiente ecuación.

$$P_{agua} = P_{Muestra} \left(\frac{W_{opt} - W_{Muestra}}{100} \right)$$

- *Moldeado de la mezcla.* –Se debe adicionar el cemento y mezclarlo hasta obtener una coloración uniforme, adicionando la cantidad de agua anteriormente definida, compactar la probeta conforme al ensayo proctor estándar, pero se debe adicionalmente escarificar entre cada capa para quitar la condición de superficie lisa, se debe tomar una muestra para la determinación de la humedad, la probeta ya compactada debe colocarse en una cámara húmeda hasta el momento que se realice el ensayo de durabilidad (Humedecimiento y secado), a una temperatura de 21°C, con humedad relativa del aire de 90%.
- *Verificación.* –Si la humedad óptima difiere de la humedad de moldeado en más de 1% la probeta debe ser rechazada.

Método B. – Este método es aplicable para suelos que, en su estado natural, todas las partículas pasan el tamiz $\frac{3}{4}$ in, (19.0 mm), y la preparación del material difiere fundamentalmente en la mezcla, ya que se debe separar ella porción de material que pasa el tamiz N°4; En cuanto al material retenido en el tamiz N° 4 y que pasa el tamiz $\frac{3}{4}$ ”, se debe dejar en el Estado de Saturado con Superficie Seca (SSS), la mezcla de hidratación del cemento se la realiza sobre la porción del material que pasa el tamiz N°4, y finalizado la mezcla se agrega la porción gruesa que es retenida en el tamiz N° 4.

g) Procedimiento del Ensayo de durabilidad, humedecimiento y secado. El procedimiento de ensayo esta norma en la ASTM D-559, el que consiste en:

- Retirar la muestra de la cámara húmeda (en un plazo de siete días después de la compactación) e ingresarla a la cámara de inmersión por un tiempo de 5 horas, y posteriormente secarla por 42 horas en un horno a 71°C, pesar y medir el espécimen.
- Se debe cepillar las probetas en sentido de longitudinal de la probeta, se debe cubrir toda la superficie con 20 cepilladas verticales en la superficie lateral y 4 en las bases del espécimen, este proceso de cepillado y enfriamiento debe durar máximo una hora.
- El procedimiento de inmersión y secado, y posteriormente cepillado corresponde a un ciclo de 48 horas, lo cual se debe repetir en una cantidad total de 12 ciclos, y acabando este proceso de 12 ciclos se coloca la muestra en un horno hasta secar la muestra por completo, a una temperatura de 110°C, cada ciclo se debe recolectar información sobre la masa de la probeta, después del cepillado, para así determinar la pérdida de peso en las probetas.

El ensayo de durabilidad se realiza para materiales con tres diferentes cantidades de cemento, y se determinará como cantidad de cemento a agregar aquella cantidad de cemento que presente una pérdida en porcentaje según lo indicado en la Tabla N°3-5.

Del ensayo de humedecimiento y secado se obtiene como resultado la siguiente información.

Tabla N° 3-8. Tabla resumen de resultados ensayo de Durabilidad (ASTM D-559).

% de Cemento	M	A	Mf	Ms	Pm	Promedio
	g	%	g	g	%	%
9	1621.30	2.5	1581.76	1758.8	10.07	9.78
	1631.60	2.5	1591.80	1758.8	9.49	
7	1518.80	2.5	1481.76	1748.95	15.28	15.00
	1528.90	2.5	1491.61	1748.95	14.71	
5	1490.40	2.5	1454.05	1743.64	16.61	16.48
	1495.10	2.5	1458.63	1743.64	16.35	

Fuente: Los autores, Ecuador, 2018

Donde:

Mf = Peso seco final, determinado posteriormente a finalizado los ciclos de humedecimiento y secado.

M = Peso seco del material.

A = Porcentaje de agua retenido en la probeta, depende del tipo de suelo, y es el siguiente:

Tabla N° 3-9. Porcentaje agua retenida según tipo de Suelo.

Clasificación de suelos según AASHTO (M 145)	Agua retenida (%)
A1, A3	1,5
A2	2,5
A4, A5	3,0
A6, A7	3,5

Fuente: Normas de Dosificación de Suelo-Cemento PCA (2002).

Para el ejemplo se tenía un suelo tipo A2-4, entonces El porcentaje de absorción es de 2.5 %, entonces el peso seco final es:

$$M_f = \frac{M}{A + 100} * 100$$

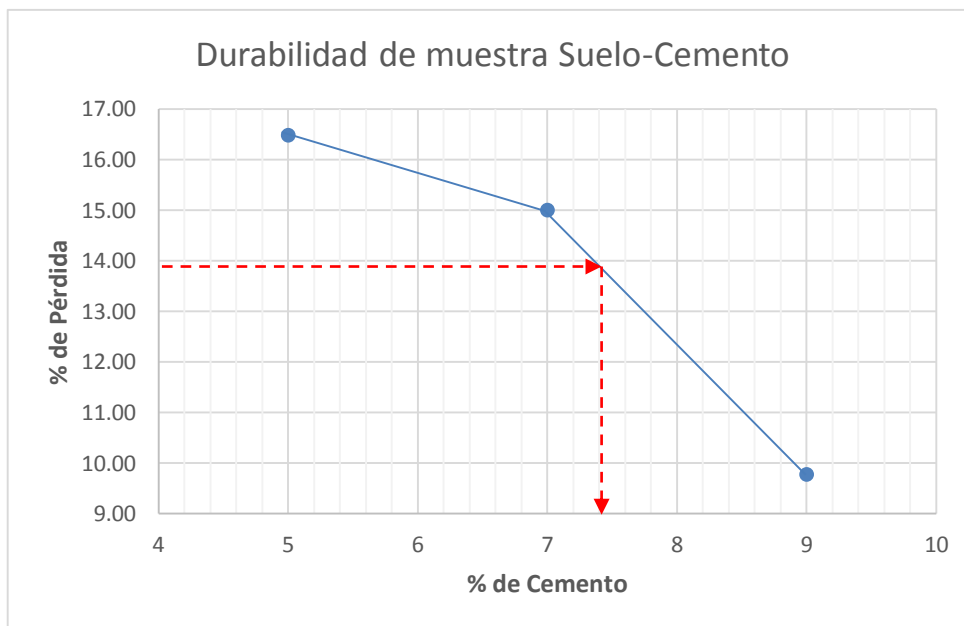
M_s = Peso seco inicial, determinado de la probeta de ensayo.

P_m = Pérdida de peso porcentual, debido al ensayo de Humedecimiento y secado, se obtiene de la siguiente ecuación.

$$P_m = \frac{M_s - M_f}{M_s} * 100$$

Entonces con la información de la Tabla N°3-8 (Resultados), se presenta la siguiente gráfica.

Ilustración N° 3-8. Porcentaje de pérdida en ensayo de Durabilidad, para diferentes % de Cemento agregado.



Fuente: Los autores, Ecuador, 2018.

En la ilustración 9 se ingresa con el valor límite de pérdida indicado en la tabla N ° 5, para un suelo A2, es de 14%, es permitido la interpolación entre resultados, más no extrapolar, esto para obtener un porcentaje óptimo de Cemento, con ello se obtiene.

Porcentaje óptimo de cemento es 7.4 %

Queda verificar que con este porcentaje de cemento cumpla una resistencia a la compresión simple mínima de 18 Kg/cm².

h) Ensayo de Compresión Simple a los especímenes de Suelo-Cemento compactados. El procedimiento de ensayo esta norma en la ASTM D-2166, ensayo de presión axial sin confinamiento, este ensayo consiste en los siguiente.

- Retirar una probeta de la cámara húmeda por cada % de cemento agregado, a los siete días, para obtener la Resistencia (q_u).
- Se debe verificar que las superficies de las probetas sean lisa, planas, y perpendiculares al eje longitudinal de la probeta.
- Se determina previamente el área de la probeta, cuya cara corresponde al área circular del diámetro correspondiente (101.6 mm).
- Se debe en inmersión las muestras, por el tiempo de cuatro horas, después se deja escurrir y se seca superficialmente la muestra, para colocar el espécimen en el plato inferior de la prensa.
- La probeta de es ensayada, a la velocidad de carga constante especificada (150 KPa/s) aproximadamente.

Se obtuvo el valor del esfuerzo del suelo a compresión simple, con la relación entre la carga de rotura y el área de contacto, obteniéndose los siguientes resultados.

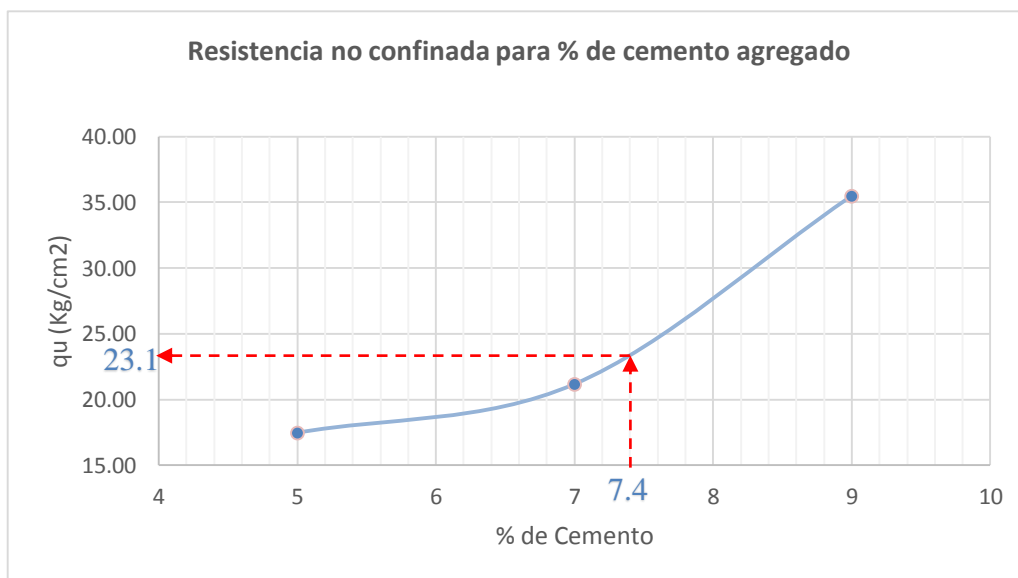
Tabla N° 3-10. Resumen de Resultados ensayo a la compresión no confinada.

% de Cemento agregado	Número de Cilindro	Rotura máxima Kg	Área de contacto cm ²	Resistencia a la compresión Kg/cm ²	Resistencia Promedio Kg/cm ²
5%	1	1380	81.07	17.02	17.45
	2	1450	81.07	17.89	
7%	1	1680	81.07	20.72	21.15
	2	1750	81.07	21.59	
9%	1	2800	81.07	34.54	35.46
	2	2950	81.07	36.39	

Fuente: Los autores, Ecuador, 2018.

Con ello se tiene la siguiente gráfica.

Ilustración N° 3-9. Resistencia a la compresión simple, para diferentes % de Cemento agregado.



Fuente: Los autores, Ecuador, 2018.

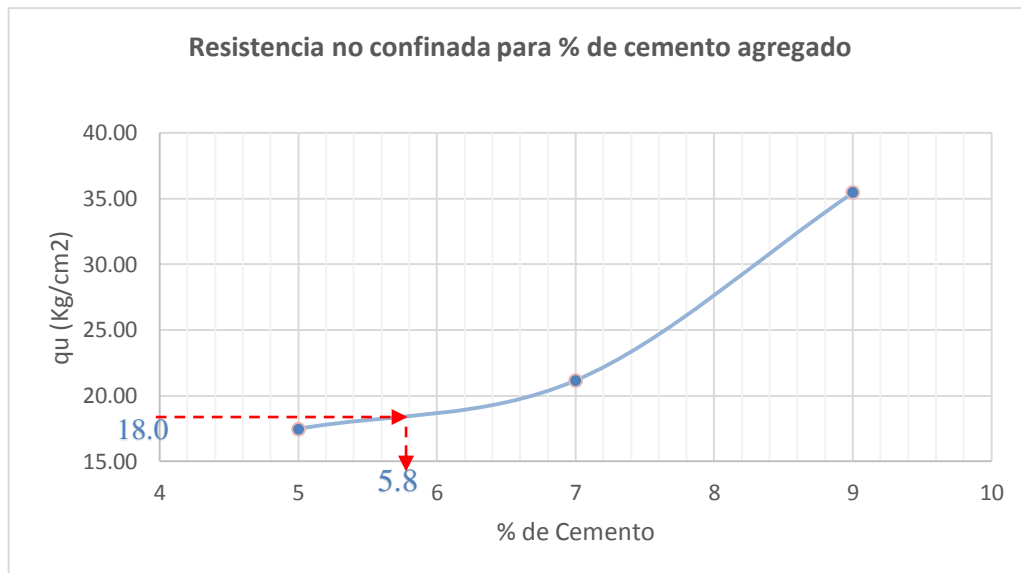
Se ingresa a la gráfica con el porcentaje de cemento óptimo (**7.4 %**) y se verifica la resistencia a compresión simple (A los siete días) que tendría, y que para el caso es un valor de:

$$q_u = 23.1 \text{ Kg/cm}^2.$$

Entonces con el porcentaje de Cemento óptimo de 7.4 % satisface tanto la propiedad de durabilidad, como de resistencia.

En la Especificación MOP-F-001-2002, define el valor mínimo de resistencia a la compresión simple a los siete días de 18 Kg/cm², pero no define valores límites de porcentaje de pérdida en el ensayo de Humedecimiento y secado, por ello se puede hallar con el valor mínimo de resistencia el porcentaje de Cemento correspondiente, de la siguiente manera.

Ilustración N° 3-10. Resistencia a la compresión simple, para diferentes % de Cemento agregado.

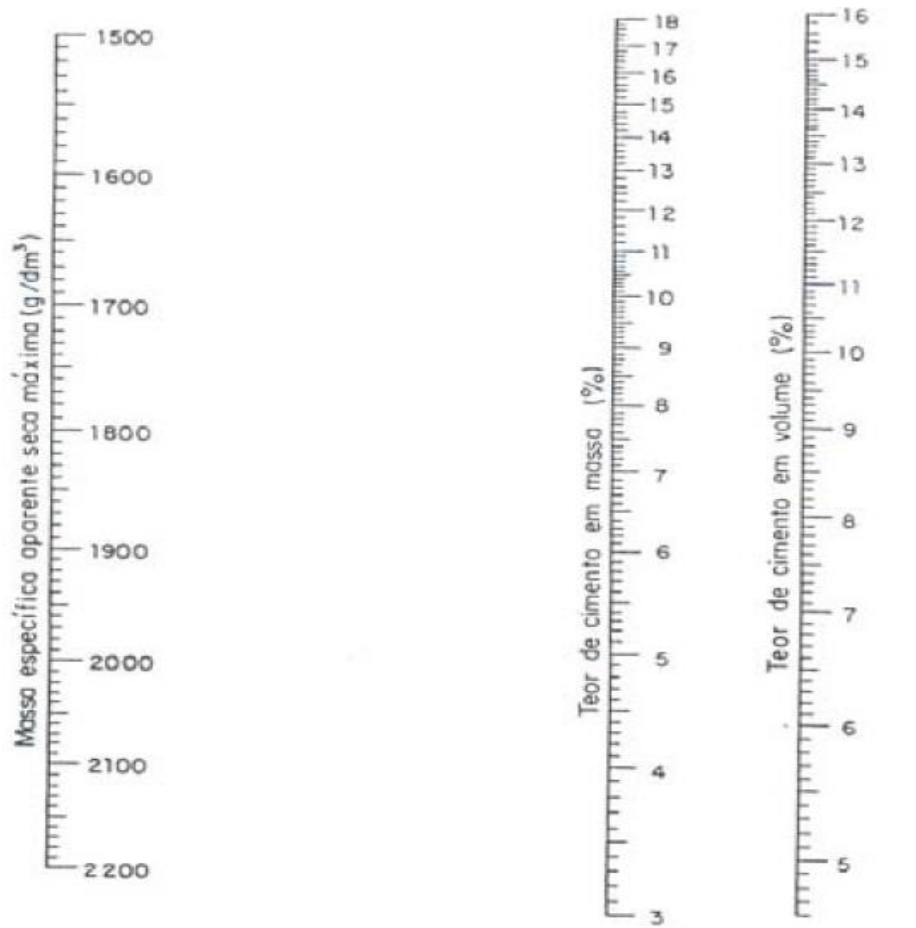


Fuente: Los autores, Ecuador, 2018.

Con este criterio, el valor de porcentaje óptimo es inferior, resultando de 5.8 %, entonces esta metodología, se recomienda utilizar cuando el parámetro de resistencia mínima (18 Kg/cm^2) presenta un como resultado un porcentaje de Cemento óptimo mayor al determinado por el valor límite del porcentaje de pérdida en el ensayo de Humedecimiento y secado.

Para determinar la cantidad de cemento en Volumen se puede utilizar el siguiente ábaco de transformación, conociendo la densidad unitaria seca máxima, y el % de cemento en peso.

Ilustración N° 3-11. Abaco para determinar Porcentaje de cemento en Volumen, en base al % de cemento en masa.



Fuente: Normas de Dosificación de Suelo-Cemento PCA (2002).

3.6.3. Estabilización de suelo Mecánica.

Específicamente se refiere a la estabilización de la subrasante por compactación, que consiste en aplicar energía para densificar el suelo (Reducir los espacios vacíos) provocando un mejor acomodo de las partículas, reduciendo su volumen. Con ello se disminuye la capacidad de deformación por asentamientos en el suelo.

El método de compactación IN SITU dependerá del tipo de suelo al que se vaya a tratar, de tratarse de suelos friccionantes se emplea métodos de compactación vibratorios, y de tratarse de suelos cohesivos se compactan aplicando gran presión en el suelo. Como se trata de compactación los factores que determinan el ensayo son la humedad óptima para alcanzar una densidad máxima. El ensayo en campo para determinar la humedad óptima es el ensayo de Proctor Modificado, el cual se detalla en el subcapítulo de “*Estudio de la subrasante*”.

3.6.3.1. Métodos empleados para compactación en Campo.

Estos métodos están relacionados directamente al tipo de suelo a compactar, y definen la máquina a compactar para el correspondiente método seleccionado. Los métodos aplicados a compactación de un suelo son:

3.6.3.1.1. Compactación estática.

Este método de compactación emplea máquina pesada, que, por el peso en sí de este, comprime el material, acomodando las partículas, la maquinaria utilizada en este es el Rodillo Liso o rodillo estático. Los rodillos vibratorios por su parte aplican vibraciones de alta frecuencia al suelo, a más de suministrar energía por el peso del rodillo.

3.6.3.1.2. Compactación por impacto.

La compactación por impacto se produce por el suministro de energía adicional a la energía estática por el peso del equipo, Los rodillos pata de cabra proporcionan mayor

esfuerzo en las patas que existen en su rodillo, permitiendo un amasado e impacto en la muestra.

3.6.3.2. Selección de equipo en base al suelo existente.

Esta selección es de suma importancia, ya que no todos los métodos son eficientes para cualquier tipo de suelo, por ejemplo, para un Suelo Friccionante (Predominantemente arenoso) el equipo que debe ser utilizado es el rodillo vibratorio, ya que este con la energía proporcionada por el rodillo, y la vibración de este, las partículas se acomodan de tal manera que reducen su volumen con el fin de obtener la densidad seca máxima. Por otra parte, si se trata de un suelo cohesivo se recomienda utilizar un rodillo pata de cabra, ya que este permite el amasado del material, a la vez que remoldea el suelo para su mejor acomodo.

A continuación, se detalla en la tabla el tipo de equipo a utilizarse según el suelo tratado, presentando una escala de comportamiento del equipo siendo:

1: Excelente

2: Bueno

3: Regular

4: Deficiente

Tabla N° 3-11. Grado de adecuación de diferentes máquinas de compactación, según el tipo de suelo clasificación SUCS.

Clasificación SUCS	Material	Tramper autopulsado	Tramper Remolcado	Pata de cabra autopulsado	Pata de cabra remolcado	Liso Vibratorio pequeño	Liso Vibratorio pesado	Pata de Cabra Vibratorio Pequeño	Pata de Cabra Vibratorio Pesado	Neumático Ligero	Neumático Pesado
	Granular Limpio					1	1			3	2
	Granular con Pocos finos	1	1			1	1	2	2		2
	Roca	2	2				1		2		
GW, GP, SW	Arena, Grava					1	1	2	2		2
SP	Arena uniforme					1	1	2	2		3
SM, GM	Arena o grava limosa	1	1	4	4	3	3	2	2		2
ML, MH	Limo	1	1	2	2			3	3		2
GC, CS	Arena o grava arcillosa	1	1	2	2			3	3		2
CH, CL	Arcilla	1	1	2	2				3		3

Fuente: Secretaría de comunicaciones y transporte Instituto Mexicano del transporte (1992).

Tabla N° 3-12. Grado de adecuación de diferentes máquinas de compactación, según el tipo de suelo clasificación AASHTO.

Tipo de Maquinaria	Clasificación AASHTO										
	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-4	A-5	A-6	A-7
Rodillo Liso	1	2	2	1	1	1	2	2	3	3	4
Rodillo Neumático	2	2	2	1	1	1	1	2	2	2	3
Rodillo pata de cabra	5	5	5	4	4	3	2	2	1	1	1
Pisón de impacto	2	2	1	2	2	2	4	4	4	4	4
Rodillo vibratorio	1	1	1	1	1	3	4	3	3	5	5

Fuente: Dujisin y Rutland, 1974)

La escala de comportamiento de la maquinaria es la siguiente.

1: Excelente

2: Bueno

3: Regular

4: Deficiente

5: Inadecuado

3.6.3.3. Determinación de parámetros de compactación en Campo.

Refiriéndose a la determinación del Número de pasadas del rodillo, y la velocidad a la que este debe trabajar, esto para un determinado espesor de capa.

3.6.3.3.1. Espesor de Capa compactada.

Se recomienda un espesor de la capa a compactarse de 15 a 20 cm, debido a que hasta esta profundidad tiene efecto el suministro de energía proporcionado por el equipo de compactación, esta profundidad varía según el tipo de rodillo que se utilice, ya que la distribución de esfuerzos no es similar para todos los casos, pero el espesor en todo caso no deberá ser superior a 20 cm, para una adecuada compactación.

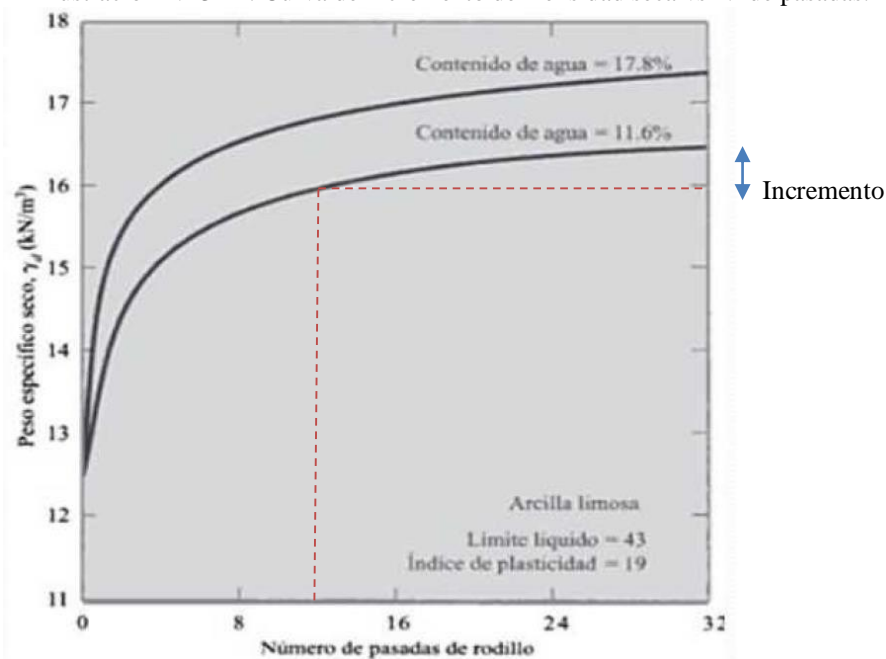
3.6.3.3.2. Número de pasadas del rodillo.

La densidad de compactación estará ligada directamente al número de pasadas, el cual, en semejanza al número de golpes del martillo en el ensayo de compactación, proporcionará la energía, entonces mientras mayor sea el número de pasadas mayor será la densidad que se obtenga. El número de pasadas que se aplica en la práctica son entre 8 a 10, superior a este número de pasadas no tendrá ningún efecto positivo considerable en el mejoramiento de la densidad seca, existe información sobre el número de pasadas según el rodillo que se utilice, pero son netamente valores

referenciales, ya que lo adecuado es realizar una compactación de prueba, para determinar el número de pasadas vs la densidad en campo.

A continuación, se presenta una curva de incremento de la densidad en función del número de pasadas, y se aprecia que los valores superiores a 12 pasadas no presentan un incremento considerable de la densidad seca.

Ilustración N° 3-12. Curva de incremento de Densidad seca vs N° de pasadas.



Fuente: Camacho, V. (2018).

3.6.3.3. Velocidad de compactación del rodillo.

La velocidad de operación del equipo compactado es un factor importante, ya que este define la calidad de compactación, dependiendo del equipo determinado y ciertas exigencias de calidad, la velocidad óptima lleva al rendimiento más elevado, existen algunos rangos de velocidades que se recomiendan para diferentes tipos de rodillos, las que se detallan a continuación en la siguiente tabla.

Tabla N° 3-13. Velocidad de equipo según el equipo utilizado.

Tipo de rodillo	Rango de Velocidades (Km/h)
Pata de cabra	10 -15
Rodillo Liso	4 -10
Rodillo vibratorio	2 -5
Rodillo neumático	5 -40

Fuente: Camacho, V. (2018).

La Especificación de Caminos Y Puentes MOP F-001-2002 establece que para una óptima compactación el valor de la velocidad del equipo de compactación no supere los **10 Km/h**.

3.6.3.3.4. Rendimiento del equipo de compactación del rodillo.

El rendimiento del equipo de compactación dependerá de los parámetros antes revisados, y además del ancho del Rodillo, como se indica en la siguiente ecuación.

$$R = \frac{a * h * v}{n}$$

Donde:

a: Ancho del Rodillo (m).

h: Espesor de la capa a compactarse (m).

v: Velocidad de equipo de compactación (m/h)

n: Número de pasadas de rodillo.

R: Rendimiento del equipo de compactación (m^3/h).

Ejemplo:

Teniéndose un rodillo liso cuyo ancho de compactación es de 12000 mm, velocidad de desplazamiento máxima es de 10.5 Km/h, pero se trabajará con la velocidad máxima recomendada por la especificación de 10 Km/h, la capa a compactarse será de 15 cm, y 12 pasadas del rodillo, con ello se tiene:

$$R = \frac{1.20 \text{ m} * 0.15 \text{ m} * 10\,000 \text{ m/h}}{12}$$

$$R = 150 \text{ m}^3/h$$

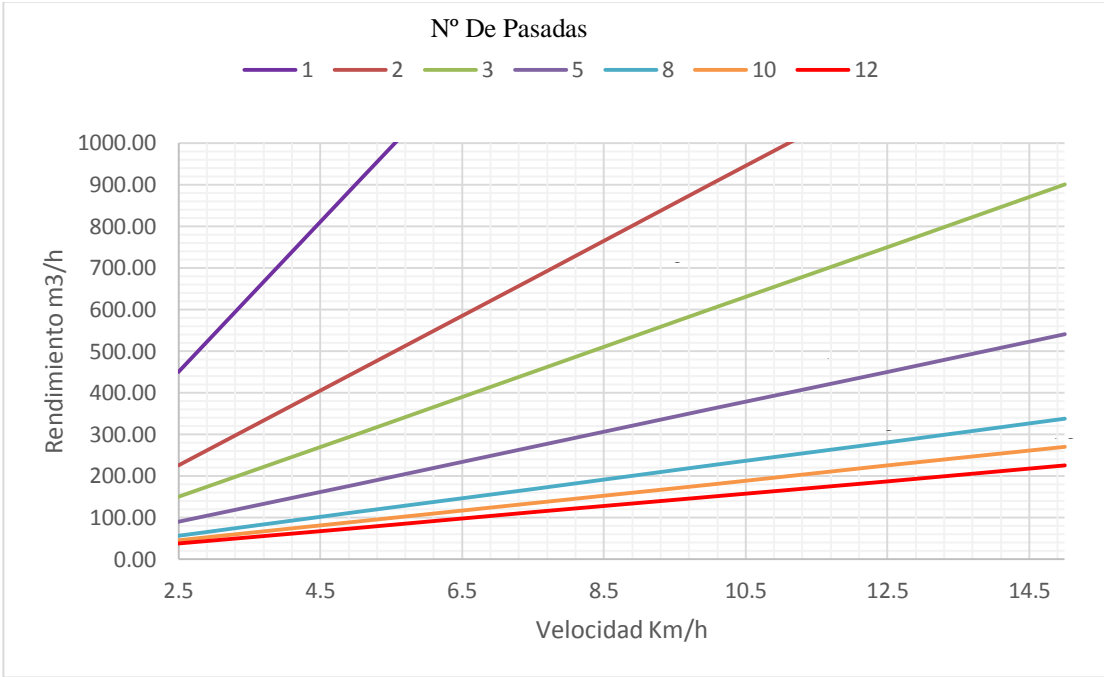
Con ello se puede determinar la longitud de vía compactada en una hora, en función del rendimiento y conociendo el ancho de la vía.

Para proceder a compactar la vía se debe en primera instancia realizar un tramo de prueba, de aproximadamente 1 Km (Según MOP-F-001-2001), tramo en el que se compactará según con la maquinaria y condiciones determinadas, y a dicho tramo se debe realizar ensayos para obtener la Densidad seca en Campo a través del ensayo del Densímetro nuclear, para determinar el porcentaje de compactación en campo (Respecto a la densidad en laboratorio). El porcentaje de densidad en Campo mínimo para subrasante es de 95 %, se recomienda que en tramo de prueba el porcentaje de

compactación sea superior al mínimo establecido, en por lo menos 2 %, esto para establecer un margen de seguridad.

A continuación, se presenta un diagrama del rendimiento del equipo e función de la velocidad, para varias número de pasadas.

Ilustración N° 3-13. Rendimiento del suelo compactado por hora en función de la velocidad para diferente número de pasadas, para ancho de rodillo de 1.2m, y espesor de capa de 15 cm.



Fuente: Los Autores.

Capítulo IV

CARACTERIZACIÓN DEL MATERIAL GRANULAR

4.1. Definiciones generales

MTOP. - Ministerio de Transporte y Obras Públicas.

ASTM. - American Society of Testing Materials

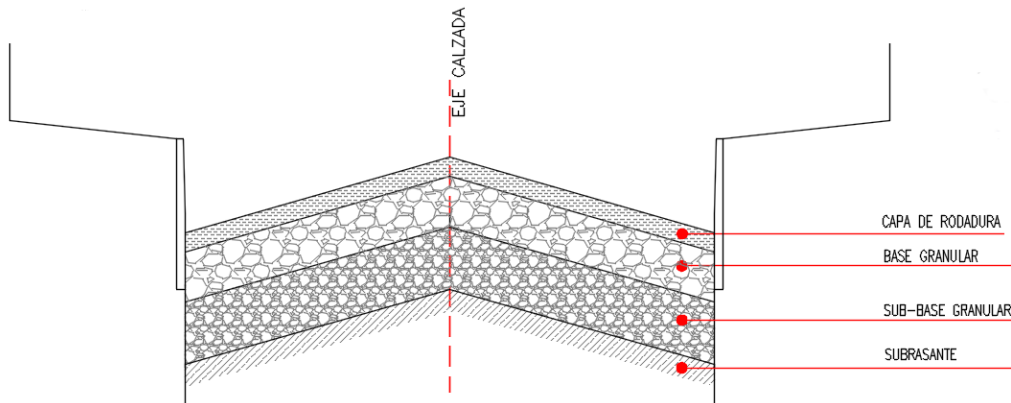
AASHTO. - American Association of State Highway and Transportation Officials

Cribado. –Pasar una materia por una criba para separar las partes finas y las gruesas o para limpiarla de impurezas.

INEN. - Instituto Nacional Ecuatoriano de Normalización.

4.2. Estructura de los pavimentos.

Ilustración N° 4-1. Estructura del pavimento



Fuente: Los autores, Ecuador, 2018

La estructura de una vía está conformada por capas granulares debidamente compactadas que brindan soporte a la capa de rodadura de la vía y absorben los esfuerzos provocados por las cargas vehiculares, las capas granulares que brindan soporte son bases y sub-bases. Las diversas funciones de las sub-bases es evitar la intrusión de material fino en la base, brinda soporte a las demás capas y gracias a la utilización de esta capa se puede reducirse el espesor de la capa base (No siempre se utiliza la capa de sub-base). Mientras tanto la capa de base es la que en mayor proporción recibe los esfuerzos producidos por la carga vehicular, ya que es la capa que se encuentra inmediatamente bajo la capa de rodadura.

4.2.1. Sub-base.

Se denomina Sub-base granular a la mezcla de material pétreo conformado por grava arena y a veces fino, procedente del cribado o de la trituración de la roca.

4.2.1.1. Objetivos de la sub-base.

Esta capa estructural puede o no ser considerada en el diseño del pavimento, ya que en el caso de tener un suelo de fundación bueno podría excluirse esta capa, en el caso de ser considerada en el diseño esta cumple con las siguientes funciones:

- El principal objetivo de esta capa es la reducción del costo de construcción de la carretera, ya que esta transforma un determinado espesor de Base en un espesor equivalente de Sub-base.
- La sub-base evita el ascenso de agua por capilaridad desde la subrasante, de esta manera protege a la estructura del pavimento de posibles hinchamientos.
- Limita, los cambios de volumétricos de elasticidad y plasticidad perjudiciales que pudiera tener el material de la subrasante.

4.2.2. Bases.

Se denomina base granular a la mezcla de material pétreo conformado por grava arena y a veces fino, procedente del cribado y/o de la trituración de la roca.

4.2.2.1. Objetivos de las bases Granulares.

Esta capa estructural siempre deberá ser considerada en el diseño del pavimento, ya que esta cumple con la siguiente función:

- El principal objetivo de las Bases es absorber esfuerzos verticales producto de las cargas vehiculares, además, distribuye de manera uniforme estos esfuerzos a la sub-

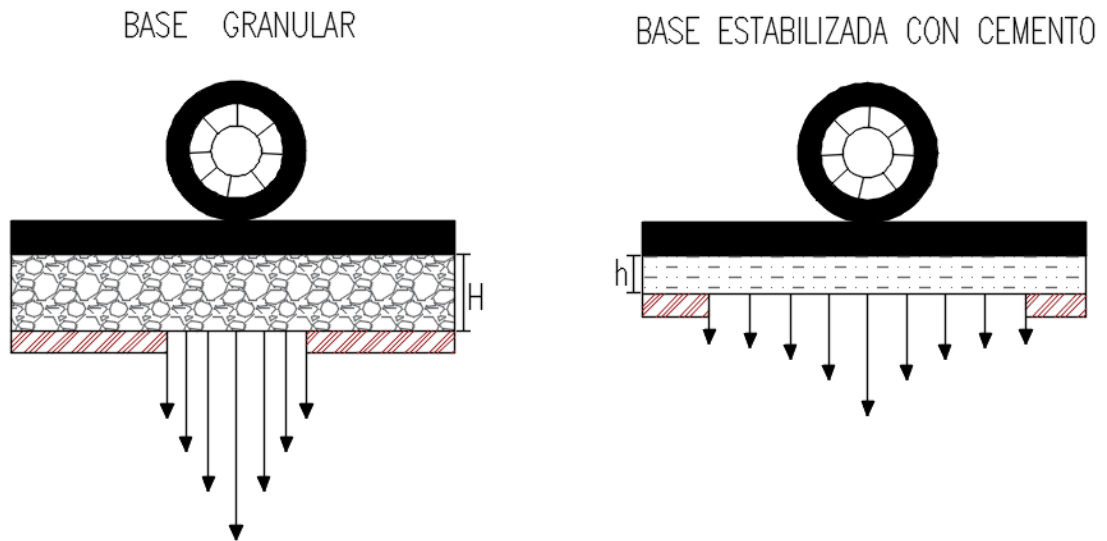
base y por medio de esta al terreno de fundación, o en el caso de que la sub-base no sea considerada en el diseño del pavimento esta transmite los esfuerzos directamente sobre la subrasante.

4.2.2.2. Base de Agregado Estabilizada con Cemento.

Se denomina Base de Agregado estabilizada con Cemento (BAEC), a la mezcla de material Pétreo y cemento tipo Portland, se opta por esta alternativa con la finalidad de mejorar sus propiedades mecánicas, en caso de que no se cumpliera con las especificaciones.

Una de las ventajas de este tipo de Bases es que gracias a su mayor rigidez producto de la incorporación de un material ligante (Cemento), las cargas vehiculares se distribuyen sobre un área mayor y por lo tanto se disminuye los esfuerzos verticales sobre la sub-base o subrasante, consiguiendo de esta manera menores espesores de Base granular. Adicionalmente, debido a la hidratación del cemento, las Bases Estabilizadas con Cemento continúan ganando resistencia conforme pasa el tiempo.

Ilustración N° 4-2. Distribución de esfuerzos en Bases granulares y BAEC



Fuente: Los autores, Ecuador, 2018

El proceso de estabilización de una base granular con cemento, es el mismo que se ha descrito para la estabilización de suelo-cemento desarrollada en el capítulo III, sección 3.6.2.2. de esta guía, difiriendo de este en el porcentaje de cemento de partida recomendado, ya que en este caso se trata de un material granular.

4.2.2.3. Base de Agregado Estabilizada con Asfalto.

Se denomina Base de Agregado Estabilizada con Asfalto (BAEA), a la mezcla de material Pétreo y un ligante de tipo bituminoso (asfalto). Al igual que las BAEC este tipo de Bases se las plantea como alternativa con la finalidad de mejorar sus propiedades mecánicas, en caso de que esta no se cumpliera con las especificaciones estipuladas en las normativas vigente.

Al igual que en el caso anterior (Bases estabilizadas con cemento), este tipo de estabilización ayuda en el mejoramiento de comportamiento mecánico de las Bases y a su vez ayuda en la disminución de la plasticidad del material, y al tratarse de un material ligante que tiene la propiedad de endurecimiento una vez frío cumple funciones similares a la de una Base estabilizada con cemento ya que ayuda a la reducción del espesor de la capa de Base y se consigue una mejor distribución de esfuerzos sobre la sub-base o subrasante.

El proceso de estabilización de una base granular con asfalto, es similar al descrito posteriormente en el diseño de mezcla asfáltica, la cual según la normativa MOP-001-F-2002, se seguirá la metodología de los manuales MS-19 y MS-21 del instituto del asfalto, desarrollada en el capítulo V, sección 5.5 de esta guía.

4.2.2.4. Bases de agregados estabilizadas granulométricamente.

Este método consiste en la mezcla de dos materiales con el fin de obtener un material final cuyas propiedades físicas (granulometría y plasticidad) sean los adecuados según la especificación MOP-001-F-2002, esta metodología es aplicable también para Sub-Bases.

- **Granulometría.** En cuanto se refiere las propiedades granulométricas de dicha mezcla de materiales, esta debe cumplir con las especificaciones granulométricas detalladas en la MOP-001-F-2002, de acuerdo con el tipo de material a estabilizar (sub-bases o Bases),

De acuerdo a las especificaciones que la mezcla debe cumplir, esta se la deberá realizar de manera que la suma de “X%” del material A, más un “Y%” del material B, encaje dentro de los límites de dicha especificación, cabe recalcar que la suma de $X\%A + Y\%B = 100\%$.

- **Índice de plasticidad.** En cuanto al índice de plasticidad las especificaciones fijan para el resultado de la mezcla un valor máximo dependiendo del tipo de capa de agregado a estabilizar.

Como se sabe para determinar un valor real de índice de plasticidad se lo debe realizar mediante ensayos de laboratorio, pero de manera a priori se lo puede obtener mediante la siguiente ecuación.

$$IP = \frac{I_A P_A a_A + I_B P_B a_B}{P_A a_A + P_B a_B} \quad Ec. IV - 1$$

Donde:

I_A, I_B : Índice de Plasticidad de los materiales a mezclar.

P_A, P_B : Proporciones en las que se mezclara los materiales.

a_A, a_B : Constante granulométrica de los materiales, los cuales se los obtiene con la siguiente ecuación.

$$a = \frac{\sum_{i=1}^n y}{n} \quad Ec. IV - 2$$

Donde:

y: % que pasa en cada uno de los tamices seleccionados.

n: Es el número de tamices seleccionados.

4.2.2.4.1. Ejemplo de estabilización granulométrica.

Se tiene dos materiales granulares, los cuales por si solos no cumplen con las especificaciones requeridas por la MOP para una Base granular tipo 1 clase B, se desea determinar el porcentaje de cada uno de estos para obtener una mezcla que cumpla con dicha especificación.

TAMIZ		1 1/2"	1"	3/4"	3/8"	N°4	N°10	N°40	N°200
MATERIALES	A	98	68	59	41	20	12	10	2
	B	100	98	92	87	80	70	40	15

MATERIALES	INDICE DE PLASTICIDAD
A	0.5
B	7

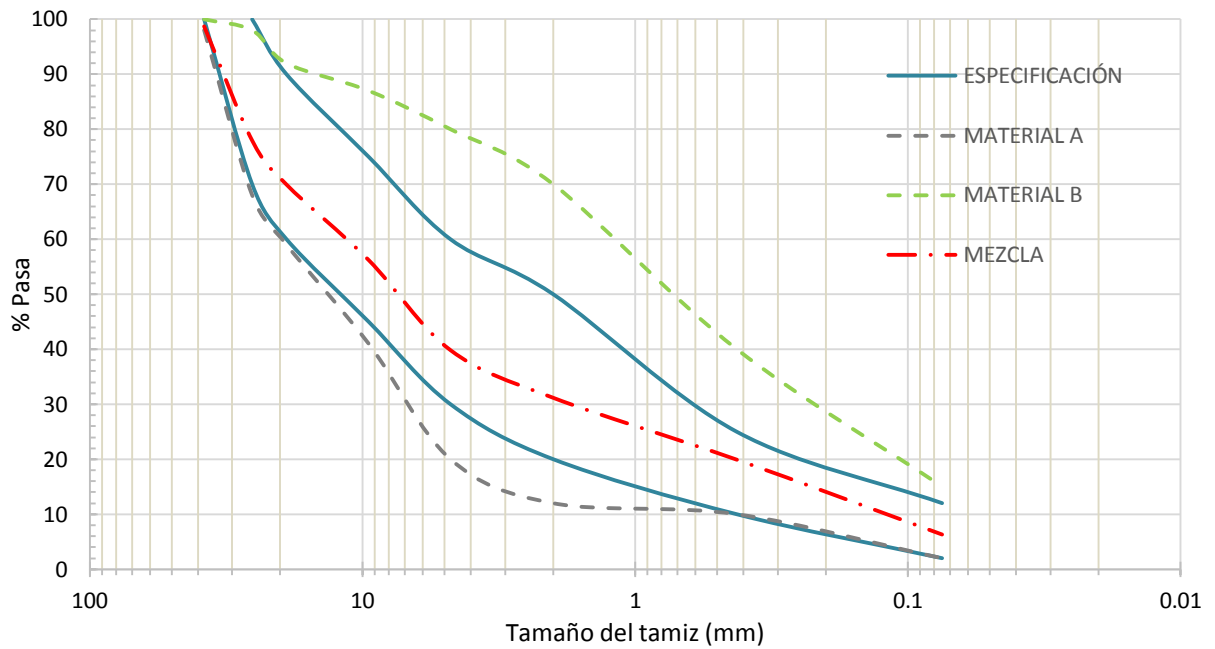
Con ayuda de una hoja de cálculo, se obtiene la granulometría de la mezcla, la cual se indica a continuación.

Tabla N° 4-1. Granulometría de la mezcla.

TAMIZ	ESPECIFICACION		MATERIALES		%A=	%B=	MEZCLA
	LÍMITE INFERIOR	LÍMITE SUPERIOR	A IP=0.5	B IP=7	67%	33%	
			(a)	(b)	(c)=%Ax(a)	(d)=%Bx(b)	
1 1/2"	100	100	98	100	65.7	33.0	98.66
1"	70	100	68	98	45.6	32.3	77.9
3/4"	60	90	59	92	39.5	30.4	69.89
3/8"	45	75	41	87	27.5	28.7	56.18
N°4	30	60	20	80	13.4	26.4	39.8
N°10	20	50	12	70	8.0	23.1	31.14
N°40	10	25	10	40	6.7	13.2	19.9
N°200	2	12	2	15	1.3	5.0	6.29

Fuente: Los autores, Ecuador, 2018

Ilustración N° 4-3. Curva granulométrica de la mezcla de los materiales.



Fuente: Los autores, Ecuador, 2018

Ahora para determinar un valor a priori del índice de plasticidad aplicaremos la ecuación N° IV-1, previo al cálculo de las constantes granulométricas.

$$a_A = \frac{0.98 + 0.68 + 0.58 + 0.41 + 0.20 + 0.12 + 0.10 + 0.02}{8}$$

$$a_A = \frac{3.10}{8}$$

$$a_A = 0.3875$$

$$a_B = \frac{1.00 + 0.98 + 0.92 + 0.87 + 0.80 + 0.70 + 0.40 + 0.15}{8}$$

$$a_B = \frac{5.82}{8}$$

$$a_B = 0.7275$$

Aplicando la ecuación N° IV-1, tenemos que el índice de plasticidad es:

$$IP_{MEZCLA} = \frac{0.5 * 0.67 * 0.3875 + 7 * 0.33 * 0.7275}{0.67 * 0.3875 + 0.33 * 0.7275}$$

$$IP_{MEZCLA} = 6.33\%$$

En conclusión, para obtener una mezcla que cumpla con las especificaciones, esta se la deberá realizar en proporciones del 67% del material A y un 33% del material B, teniendo así un material que redujo su índice de plasticidad de 7% a 6.33%, cabe recalcar que este último valor (6.33%) es a priori, para obtener un valor real de IP, se debe realizar los respectivos ensayos de laboratorio.

4.2.3. Capa de Rodadura.

Se denomina capa de rodadura a la última capa de la estructura del pavimento por donde circula el tráfico la capa de rodadura puede ser de tipo rígida o flexible.

4.2.3.1. Objetivos de la capa de rodadura.

El objetivo de la capa de rodadura es proporcionar un tráfico vehicular confortable y seguro, que permitan al conductor circular a velocidades para las cuales fueron diseñadas dicha carretera.

4.2.3.2. Capa de rodadura de pavimento flexible.

Esta capa de rodadura es el producto de la mezcla de material pétreo y material ligante bituminoso (asfalto),

4.2.3.3. Capa de rodadura de pavimento rígido.

Al igual que la anterior esta capa de rodadura es el producto de la mezcla de material pétreo y material ligante (cemento),

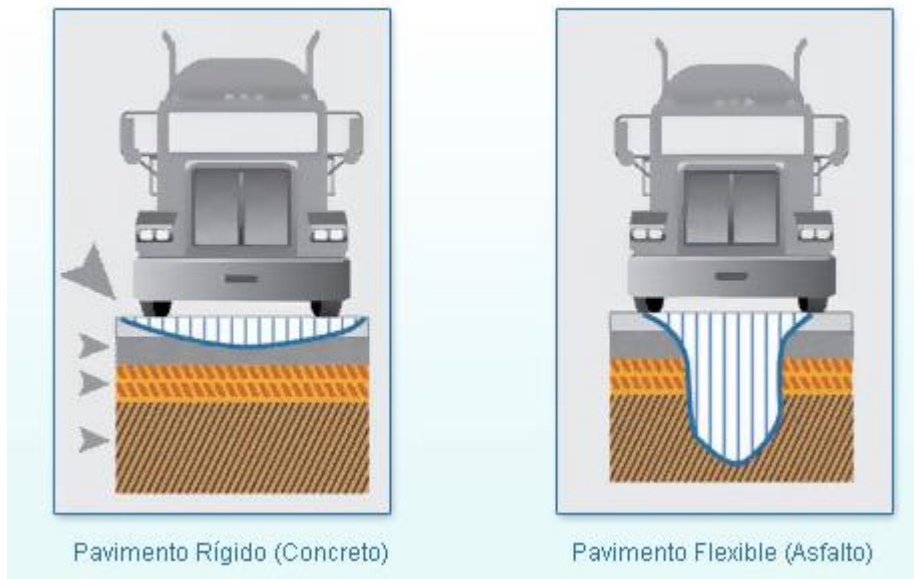
4.2.3.4. Principales ventajas y desventajas de las diferentes capas de rodadura.

La selección de uno u otro tipo de pavimento (rígido o flexible) normalmente está asociada al tipo de cargas vehiculares a la que estará expuesto este, es por esta razón que es imprescindible establecer alguna de las ventajas y desventajas que tienen los diferentes tipos de pavimentos como se indica a continuación:

- El proceso constructivo del pavimento flexible es más sencillo que el del pavimento rígido.
- El costo de construcción del pavimento flexible normalmente es menor al del pavimento rígido.
- El confort experimentado por los conductores que circulan en un pavimento flexible es mayor que la experimentada en un pavimento rígido.
- En la actualidad el pavimento flexible puede ser reciclable.

- En cuanto a la distribución de esfuerzos hacia la subrasante, el pavimento rígido al tener una superficie de apoyo mayor, disminuye los esfuerzos verticales.

Ilustración N° 4-4. Distribución de esfuerzos en pavimentos rígidos y flexibles



Fuente: (Duravía, 2011)

- Los pavimentos rígidos tienen un mayor grado de serviciabilidad final, es decir tienen a tener mayor vida útil.
- Los pavimentos rígidos pueden soportar altas temperaturas, sin que alguno de sus ingredientes se volatilice.

4.3. Propiedades de los agregados.

Los materiales granulares que vayan a ser utilizados, tanto en la construcción de bases o sub-bases, como en capa de rodadura deben cumplir ciertos parámetros físicos para que estos tengan un adecuado comportamiento posteriormente, cuando la carretera entre en uso.

La normativa MOP – 001 – F – 2002, establece los valores límites que deben cumplir los materiales dependiendo del uso que se le vaya a emplear, siendo las características consideradas las siguientes:

4.3.1. Granulometría.

La granulometría del material se refiere a la distribución de los tamaños de las partículas del suelo, se expresa en la relación porcentual de cada rango de tamaños de partículas, con respecto al peso total seco. Esta propiedad del material determina el adecuado acomodo que tendrán las partículas, de modo que una adecuada distribución de partículas gruesas y partículas finas le proporcionarán mejores características del suelo en cuestión, Los materiales utilizados en la conformación de capas de bases y sub-bases deben cumplir con una graduación determinada, la cual se detallará posteriormente.

La metodología para cuantificar la distribución de las partículas de un suelo, se realiza por dos procesos; Por tamizado del material para partículas de tamaño mayores a 75 micrómetros (Material retenido en el tamiz N°200). Y por sedimentación con el uso del hidrómetro para partículas finos de tamaño inferior a 75 micrómetros (Material que pasa el tamiz N° 200). La normativa que rige el proceso de ensayo es ASTM D-422.

4.3.2. Desgaste del Agregado grueso o Abrasión.

Dicha propiedad determina la susceptibilidad que el material ensayado tiene al desgaste y es representada en porcentaje, por lo cual un material con menor porcentaje de

desgaste tiene un mejor comportamiento frente a cargas dinámicas, que son el tipo de cargas que enfrenta una estructura vial. El porcentaje de desgaste de agregado grueso se determina a través del ensayo denominado “Resistencia a la degradación de los Áridos gruesos de tamaño pequeño por el método de abrasión e impacto en la Máquina de los ángeles”, cuyo procedimiento está normado en la ASTM C-131.

4.3.3. Durabilidad (Pérdida de peso).

La durabilidad de un material se expresa en el porcentaje de pérdida del material, esta propiedad es determinante, ya que esta representa la resistencia que tienen los agregados al deterioro debido a agentes climáticos, en ensayo que determina la durabilidad se fundamenta en la acción que tiene el sulfato de sodio o sulfato de magnesio en los agregados, el ensayo está Normado en la ASTM C-88., el ensayo consiste en ciclos de baños de inmersión y secado del material.

4.3.4. Límite líquido.

Los límites de consistencia son fundamentales para interpretar el comportamiento del material fino de un suelo, ya que a través de correlaciones existentes se puede estimar el comportamiento ingenieril del suelo, comportamiento como compresibilidad, permeabilidad, expansión y contracción, mediante la normativa ASTM D-4318.

4.3.5. Índice de plasticidad.

Este índice está determinado en base a los límites de consistencia del material fino, y el cual es un indicador directo de la compresibilidad del suelo, siendo este un problema

presente en la implantación de una carretera, ya que este tipo de suelos varían su volumen representativamente en función de la humedad, la normativa que rige el procedimiento de ensayo es el ASTM D-4318.

4.3.6. Valor equivalente de arena.

Esta prueba determina la calidad de un suelo para ser utilizado en las capas de pavimento, enfatizado en determinar el contenido de finos indeseables de características plásticas, este ensayo se fundamenta en colocar una solución floculante a un determinado volumen de suelo dentro de un cilindro plástico, después de un periodo de sedimentación la altura de arcilla floculada es leída al igual que la altura de arena, y el valor equivalente de arena es la relación porcentual entre la altura de arena y la altura de arcilla medida, la normativa que rige el procedimiento es ASTM D-2419.

4.3.7. Forma de las partículas en el agregado grueso.

El ensayo que define un porcentaje de la forma de las partículas es denominado “Porcentaje de Partículas planas, alargadas o partículas planas y alargadas en el agregado grueso”, y tiene como objetivo principal determinar el porcentaje de partículas alargadas en el agregado, ya que al existir una cantidad alta de agregados alargados es más susceptible la falla, analizando es como si cada partícula alargada de agregado grueso fallaría por flexión. La normativa que rige el procedimiento de ensayo es la ASTM D-4791.

4.3.8. Angularidad en el agregado fino.

Esta propiedad del material se determina a través del ensayo “Contenido de vacío sin compactar del agregado fino”, determina la capacidad de adherencia del agregado fino para ser utilizado en una mezcla, que en conjunto a la angularidad del agregado grueso determina la facultad del agregado a ser utilizado, la normativa que rige el ensayo es ASTM C-1252.

4.3.9. Porcentaje de partículas fracturadas en agregado grueso.

Esta es una característica de angularidad del material grueso, el cual varía según la naturaleza de obtención del mismo (Cribado o triturado), siendo una propiedad muy importante para la adherencia del agregado a ser utilizado en una mezcla asfáltica o de hormigón, la normativa que rige el ensayo es la ASTM D-5821.

El resumen de los ensayos normados utilizados para determinar las diversas propiedades son los indicados a continuación:

Tabla N° 4-2. Normativa ASTM para ensayos correspondientes.

Ensayo (Propiedad a determinar)	Normativa
Granulometría	ASTM D-422
Desgaste del agregado grueso	ASTM C-131
Pérdida de peso (Durabilidad)	ASTM C-88
Límite líquido	ASTM D-4318
Índice de plasticidad	ASTM D-4318
Valor de Equivalente de Arena (Para capa de rodadura)	ASTM D-2419
Partículas planas, partículas alargadas o partículas planas y alargadas en el agregado grueso.	ASTM D-4791
Contenido vacío sin compactar del agregado fino	ASTM C-1252
Porcentaje de partículas fracturadas en agregado grueso	ASTM D-5821

Fuente: (Ministerio de Obras Públicas, 2002)

4.4. Especificaciones de los agregados para sub-bases, bases y capa de rodadura.

4.4.1. Sub-Bases.

De acuerdo a la sección 403.1 (Sub-Bases de agregados) de la normativa MOP – 001 – F – 2002, estas pueden ser de 3 clases, las mismas que se diferencian, solamente en su granulometría, y que todas deberán cumplir con las especificaciones presentadas a continuación.

Tabla N° 4-3. Especificación del material para Sub-base granular MOP-001-F-2002, sección 403-1

Especificaciones de material para capas de Subbase de Agregados			
Propiedad del Material			
Desgaste del agregado grueso (Abrasión)	≤ 50	%	ASTM C-131
Límite líquido	≤ 25	%	ASTM D-4318
Índice de plasticidad	≤ 6	%	ASTM D-4318
Capacidad soporte del suelo (CBR)	≥ 30	%	ASTM D-1883
Granulometría	Tabla 403-1.1		ASTM D-422

Fuente: (Ministerio de Obras Públicas, 2002)

De tratarse de material para capa de sub-base que sirva como capa de rodadura los requisitos son los mismos a excepción del Límite líquido menor de 35, y un índice de plasticidad entre 6 y 9.

4.4.2. Bases.

De acuerdo a la sección 404 (Bases) de la normativa MOP – 001 – F – 2002, estas pueden ser Bases granulares o estabilizadas con determinado material ligante (cemento o asfalto).

4.4.2.1. Base de agregados.

De acuerdo a la sección 404-1 (Bases de agregados) de la normativa MOP – 001 – F – 2002, estas pueden ser de tres calases las cuales se diferencian por el porcentaje de material triturado.

Tabla N° 4-4. Porcentaje de material triturado para las diferentes clases de Bases

Clase	I	II	III	IV
% de material triturado	100%	50%	25%	N.A.
N.A. No Aplica				

Fuente: (Ministerio de Obras Públicas, 2002).

Al igual que las sub-bases cada una de las clases de Bases se diferencia entre sí por su granulometría y el porcentaje de material triturado, pero todas deben cumplir las siguientes especificaciones:

Tabla N° 4-5. Especificación del material para Base granular MOP-001-F-2002, sección 404-1

Especificaciones de material para capas Base de Agregados			
Propiedad del Material	Límite	Unidad	Normativa de ensayo
Desgaste del agregado grueso	≤ 40	%	ASTM C-131
Pérdida de peso (Durabilidad)	≤ 12	%	ASTM C-88
Límite líquido	≤ 25	%	ASTM D-4318
Índice de plasticidad	≤ 6	%	ASTM D-4318
Capacidad soporte del suelo	≥ 80	%	ASTM D-1883
	Tabla 404-1.1		
Granulometría a cumplir en Bases Clase I,	Tabla 404-1.2		
Clase II, Clase III, Clase IV respectivamente	Tabla 404-1.3		ASTM D-422
	Tabla 404-1.4		

Fuente: Ministerio de Obras Públicas (2002), Ecuador, 2002.

De tratarse de material para capa de Base que sirva como capa de rodadura los requisitos son los mismos a excepción del Límite líquido menor de 35, y un índice de plasticidad entre 6 y 9.

4.4.2.2. Base estabilizada con cemento Portland.

De acuerdo a la sección 404-2 (Bases estabilizadas con cemento Portland) de la normativa MOP – 001 – F – 2002, los materiales pétreos empleados para este fin deberán cumplir con los requerimientos de las bases granulares (Sección 404-1), y el material aglutinante (cemento) debe ser Portland tipo I o tipo II.

4.4.2.3. Base de Hormigón asfáltico mezclado en Sitio.

Dichos agregados serán obtenidos por trituración o cribado, y las condiciones que debe cumplir según la Especificación MOP-001-F-2002 son las siguientes:

Tabla N° 4-6. Especificación. del material base de Hormigón asfáltico mezclado en sitio MOP-001-F-2002, sección 404-1.

Especificaciones de material para Base de Hormigón asfáltico mezclado en sitio			
<i>Propiedad del Material</i>	<i>Límite</i>	<i>Unidad</i>	<i>Normativa de ensayo</i>
Desgaste del agregado grueso	≤ 40	%	ASTM C-131
Pérdida de peso (Durabilidad)	≤ 12	%	ASTM C-88
Índice de plasticidad	≤ 4	%	ASTM D-4318
Valor de Equivalente de Arena	≥ 35	%	ASTM D-2419
Partículas planas, partículas alargadas o partículas planas y alargadas en agregados gruesos	≤ 10	%	ASTM D-4791
Porcentaje de partículas fracturadas en agregado grueso con dos o más caras fracturadas	≥ 75		ASTM D-5821
Granulometría	Tabla 404-4.1		ASTM D-422

Fuente: (Ministerio de Obras Públicas, 2002).

4.4.2.4. Base de Hormigón asfáltico mezclado en Planta.

Este tipo de Base debe cumplir con las siguientes condiciones, según la Especificación MOP-001-F-2002

Tabla N° 4-7. Especificación del material granular para Hormigón asfáltico mezclado en Planta MOP-001-F-2002, sección 404-5.

Especificaciones de material para Base de Hormigón asfáltico mezclado en planta			
<i>Propiedad del Material</i>	<i>Límite</i>	<i>Unidad</i>	<i>Normativa de ensayo</i>
Desgaste del agregado grueso	≤ 40	%	ASTM C-131
Pérdida de peso (Durabilidad)	≤ 12	%	ASTM C-88
Índice de plasticidad	≤ 4	%	ASTM D-4318
Valor de Equivalente de Arena	≥ 35	%	ASTM D-2419
Partículas planas, partículas alargadas o partículas planas y alargadas en agregados gruesos	≤ 10	%	ASTM D-4791
Porcentaje de partículas fracturadas en agregado grueso con dos o más caras fracturadas	≥ 75	%	ASTM D-5821
Granulometría	Tabla 404-5.1		ASTM D-422

Fuente: Ministerio de Obras Públicas (2002), Ecuador, 2002.

4.4.3. Agregados para carpeta asfáltica.

Las condiciones que debe cumplir según la Especificación MOP-001-F-2002 son las siguientes:

Tabla N° 4-8. Especificación del agregado para tratamientos bituminosos superficiales MOP-001-F-2002, sección 405-3.

Especificaciones de agregado para tratamientos bituminosos superficiales			
<i>Propiedad del Material</i>	<i>Límite</i>	<i>Unidad</i>	<i>Normativa de ensayo</i>
Desgaste del agregado grueso	≤ 35	%	ASTM C-131
Pérdida de peso (Durabilidad)	≤ 12	%	ASTM C-88
Índice de plasticidad	≤ 4	%	ASTM D-4318
Granulometría	Tabla 405-3.1		ASTM D-422

Fuente: Ministerio de Obras Públicas (2002), Ecuador, 2002.

Dado los fines prácticos que tiene por finalidad este manual, a continuación, se presenta tablas en las cuales se resumen todas las características de cada una de las capas que conforma el pavimento.

Tabla N° 4-9. Tabla resumen de especificaciones para Sub-bases.

SUB- BASES	PROPIEDAD	ENSAYO	ESPEFIC.	GRANULOMETRIA (ASTM D-422)			
				TAMIZ	CLASE 1	CLASE 2	CLASE 3
	LIMITE LIQUIDO	ASTM D-4318	≤ 25%		Porcentaje que pasa		
	INDICE DE PLASTICIDAD	ASTM D-4318	≤ 6%	3" 76.20 mm	--	--	100
				2" 50.40 mm	--	100	--
	ABRACION	ASTM C-131	≤ 50%	1 1/2" 38.10 mm	100	70-100	--
				N°4 4.75 mm	30-70	30-70	30-70
CBR	ASTM D-1883	≥ 30%		N°40 0.43 mm	10-35	15-40	--
				N°200 0.08 mm	0-15	0-20	0-20

Fuente: Ministerio de Obras Públicas (2002), Ecuador, 2002.

Tabla N° 4-10. Tabla resumen de especificaciones para Bases

	PROPIEDAD	ENSAYO	ESPECIFICACIONES		
			BASE GRANULAR	BASE ESTABILIZADA CON CEMENTO	BASE ESTABILIZADA CON ASFALTO
BASES	ABRASIÓN	ASTM C-131	≤ 40%	≤ 40%	≤ 40%
	DURABILIDAD	ASTM C-88	≤ 12%	≤ 12%	≤ 12%
	LIMITE LIQUIDO	ASTM D-4318	≤ 25%	≤ 25%	N.A.
	ÍNDICE DE PLASTICIDAD	ASTM D-4318	≤ 6%	≤ 6%	≤ 4%
	VALOR EQUIVALENTE DE ARENA	ASTM D-2419	N.A.	N.A.	≥ 35
	PARTÍCULAS PLANAS, PARTÍCULAS ALARGADAS O PARTÍCULAS PLANAS Y ALARGADAS EN AGREGADOS GRUESOS	ASTM D-4791	N.A.	N.A.	≤ 10
	PORCENTAJE DE PARTÍCULAS FRACTURADAS EN AGREGADO GRUESO CON DOS O MÁS CARAS FRACTURADAS	ASTM D-5821	N.A.	N.A.	≤ 75
	VALOR SOPORTE DEL SUELO (CBR)	ASTM D-1883	≥ 80%	≥ 80%	≥ 80%

Fuente: Ministerio de Obras Públicas (2002), Ecuador, 2002.

Tabla N° 4-11. Tabla resumen de especificaciones Granulométricas para Bases

GRANULOMETRÍA PARA BASES (ASTM D-422)													
TAMIZ	BASES GRANULARES					ESTABILIZADAS CON CEMENTO		BASES ESTABILIZADAS CON ASFALTO					
	CLASE 1		CLASE 2	CLASE 3	CLASE 4	AGREGADO FINO	AGREGADO GRUESO	MEZCLADO EN SITIO			MEZCLADO EN PLANTA		
	TIPO A	TIPO B						A	B	C	A	B	C
	% que pasa		% que pasa			% que pasa		% que pasa			% que pasa		
2" 50.40 mm	100	--	--	--	100	100	--	100	--	--	100	--	--
1 1/2" 38.10 mm	70-100	100	--	--	--	95-100	--	70-100	100	--	90-100	100	--
1" 25.40 mm	55-85	70-100	100	--	60-90	--	--	55-85	70-100	100	--	90-100	100
3/4" 19.00 mm	50-80	60-90	70-100	100	--	40-100	--	50-80	60-90	70-100	56-80	--	90-100
1/2" 12.50 mm	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	56-80	--
3/8" 9.50 mm	35-60	45-75	50-80	--	--	--	--	40-70	45-75	50-80	--	--	56-80
Nº4 4.76 mm	25-50	30-60	35-65	45-80	20-50	0-5	80-100	30-60	30-60	35-65	23-53	29-59	35-65
Nº8 2.36 mm	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	15-41	19-45	23-49
Nº10 2.00 mm	20-40	20-50	25-50	30-60	--	--	50-85	20-50	20-50	25-50	--	--	--
Nº40 0.425 mm	10-25	10-25	15-30	20-35	--	--	15-45	5-30	5-30	10-30	--	--	--
Nº50 0.300 mm	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	4-16	5-17	5-19
Nº200 0.075 mm	2-12	2-12	3-15	3-15	0-15	--	0-10	0-5	0-5	0-5	0-6	1-7	2-8

Fuente: Ministerio de Obras Públicas (2002), Ecuador, 2002.

Tabla N° 4-12. Tabla resumen de especificaciones para carpeta asfáltica

			ESPECIFICACIONES	
			AGREGADO PARA CARPETA ASFÁLTICA	
BASES	PROPIEDAD	ENSAYO	HORMIGÓN ASFÁLTICO MEZCLADO EN SITIO	HORMIGÓN ASFÁLTICO MEZCLADO EN PLANTA
	ABRASIÓN	ASTM C-131	≤ 40%	≤ 40%
	DURABILIDAD	ASTM C-88	≤ 12%	≤ 12%
	ÍNDICE DE PLASTICIDAD	ASTM D-4318	≤ 4%	≤ 4%
	VALOR EQUIVALENTE DE ARENA	ASTM D-2419	≥ 45%	≥ 45%
	CONTENIDO DE VACÍOS SIN COMPACTAR DEL AGREGADO FINO	ASTM D-1252	≥ 45%	≥ 45%
	PARTÍCULAS PLANAS, PARTÍCULAS ALARGADAS O PARTÍCULAS PLANAS Y ALARGADAS EN AGREGADOS GRUESOS	ASTM D-4791	≤ 10%	≤ 10%
	PORCENTAJE DE PARTÍCULAS FRACTURADAS EN AGREGADO GRUESO CON AL MENOS UNA CARAS FRACTURADAS	ASTM D-5821	≥ 85%	≥ 85%
	PORCENTAJE DE PARTÍCULAS FRACTURADAS EN AGREGADO GRUESO CON AL MENOS DOS CARAS FRACTURADAS	ASTM D-423	≥ 80%	≥ 80%

Fuente: Ministerio de Obras Públicas (2002), Ecuador, 2002

Tabla N° 4-13. Tabla resumen de especificaciones Granulométricas para carpeta asfáltica.

GRANULOMETRÍA PARA CARPETA ASFÁLTICA (ASTM D-422)						
TAMIZ	AGREGADO PARA CARPETA HORMIGON ASFÁLTICO					
	MEZCLADO EN SITIO		MEZCLADO EN PLANTA			
	3/8" MAX.	1/4" MAX.	3/4"	1/2"	3/8"	N°4
	% que pasa		% que pasa			
1" 25.40 mm	--	--	100	--	--	--
3/4" 19.00 mm	--	--	90-100	100	--	--
1/2" 12.50 mm	100	--	--	90-100	100	--
3/8" 9.50 mm	90-100	100	56-80	--	90-100	100
1/4" 6.30 mm	55-75	85-100	--	--	--	80-100
N°4 4.76 mm	30-50	--	35-65	44-74	55-85	65-100
N°8 2.36 mm	15-32	15-32	23-49	28-58	32-67	40-80
N°16 1.18 mm	0-15	0-15	--	--	--	25-65
N°30 0.600 mm	--	--	--	--	--	7-40
N°50 0.300 mm	--	--	5-19	5-21	7-23	3-20
N°100 0.150 mm	--	--	--	--	--	3-20
N°200 0.075 mm	0-3	0-3	2-8	2-10	2-10	2-10

Fuente: Ministerio de Obras Públicas (2002), Ecuador, 2002

4.5. Especificaciones de los agregados para hormigón.

Se detallará a continuación los requisitos que deberán cumplir los agregados que vayan a ser utilizados en una mezcla de hormigón, mezcla de hormigón que se va a utilizar tanto para elementos estructurales, como para pavimento rígido.

En la normativa MOP – 001 – F – 2002, se define como árido grueso a aquel material granular que es retenido por el tamiz N° 4 (4.75 mm), y árido fino a aquel material que pasa el tamiz N°4 (4.75 mm) y es retenido por el tamiz N°200 (0.075mm).

4.5.1. Árido grueso.

De acuerdo con la normativa MOP – 001 – F – 2002, se define los siguientes límites de granulometría para el árido grueso.

Tabla N° 4-14. Valores límites de granulometría del agregado grueso.

Tamiz INEN Abertura Cuadrada (mm)	Tamiz ASTM	Porcentaje en Masa que debe pasar los tamices INEN, para considerarse como agregado de Grado:									
		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
106.00		100									
90.00		90-100									
75.00	3"		100								
63.00	2 1/4"	25-60	90-100	100							
53.00			35-70	95-100	100					100	
37.50	1 1/2"	0-15	0-15		95-100	100				90-100	100
26.50				35-70		95-100	100			35-70	90-100
19.00	3/4"	0-5	0-5		35-70		90-100	100		0-15	20-55
13.20				10-30		35-70		90-100	100		0-15
9.50	3/8"				10-30		20-55	40-70	85-100	0-5	
4.75	N°4			0-5		10-30	0-10	0-15	10-30		0-5
2.36	N°8				0-5	0-5	0-5	0-5	0-10		

Fuente: Ministerio de transporte y obra públicas MTOP, 2002.

Los valores máximos permisibles según el uso del hormigón es el siguiente.

Tabla N° 4-15. Valores permisibles (%) para el agregado grueso.

Tipo	Valores máximos permisibles (%) de:			
	Terrones de arcilla y partículas desmenuzables	Horsteno (SSS menor a 2.4)	Total, de terrones de arcilla, part. Desmenuzables y Horsteno	Solidez de los áridos mediante sulfato de Mg (5 Ciclos)
<i>Condición de intemperismo Severo</i>				
Muros de fundación sobre el nivel del terreno, muros de retención, estribos, pilares vigas expuestas a la intemperie	5	5	7	12
Pavimentos, tableros de puentes, caminos, bordillos, estructuras sujetas a humedecimiento continuo	3	5	5	12
<i>Condición de intemperismo moderado</i>				
Muros de fundación sobre el nivel del terreno, muros de retención, estribos, pilares vigas expuestas a la intemperie	5	8	10	12
Pavimentos, tableros de puentes, caminos, bordillos, estructuras sujetas a humedecimiento continuo	5	5	7	12
<i>Condición de intemperismo Nulo</i>				
Losas sujetas a abrasión del tráfico, tableros de puentes, pisos, senderos, pavimentos	5	-	-	-

Fuente: INEN NTE 872, 2011, (Modificado por los autores Extracto).

Además, el porcentaje de carbón y lignito debe ser máximo de 0.5 %, material fino de tamaño inferior a 75 micrómetros es de 1%, el porcentaje de abrasión obtenido en el ensayo de la máquina de los ángeles es de 50%.

4.5.2. Procedimientos constructivos de las unidades de obra.

Las capas de sub-base, y bases, deben además de cumplir con las especificaciones correspondientes del material, cumplir un procedimiento en su conformación y compactación, para que estos cumplan en plenitud con su función.

4.5.3. Sub-base de agregados.

Para proceder a la colocación de la capa de sub-base la subrasante debe estar terminada y aprobada con anterioridad, es decir la subrasante debe cumplir con las alineaciones, y pendientes que se especifiquen en planos, además deberá cumplir con el 95 % del porcentaje de compactación en campo, con respecto a la compactación obtenida en laboratorio, el método más difundido para obtener la densidad seca en campo es el ensayo de densímetro nuclear, cuyo procedimiento está basado en la Norma ASTM D-2922, el densímetro tiene dos métodos de operación, de transmisión directa perforando el material para ingresar la varilla, y de retro dispersión que no requiere de perforar el material, a continuación se presenta unas ilustraciones sobre el densímetro nuclear.

Ilustración N° 4-5. Perforación preliminar para ingreso de la varilla.



Fuente: Los autores.

Ilustración N° 4-6. Densímetro nuclear. Sitio de ensayo.



Fuente: Los autores.

Los agregados utilizados en la sub-base deben satisfacer la granulometría especificada anteriormente. De tratarse de material mezclado en planta debe cargarse en volquetas evitando la segregación de los agregados, se esparce en el sitio con distribuidoras en franjas uniformes que cubran el ancho de la sección transversal de la vía, se debe hidratar el material mientras se realiza la mezcla, el material también puede colocarse en montones formados por volquetes el material deberá ser esparcido en una franja al costado de la vía, y desde el costado se esparcirá a todo el ancho de la vía, dejando un espesor uniforme, esto mientras se realiza la hidratación con el uso de tanqueros de agua, la motoniveladora no deberá movilizar repetidas veces el material de un lado a otro el material, ya que esto provoca segregación.

Ilustración N° 4-7. Tendido e hidratación de Sub-base.



Fuente: Los autores.

Finalizado el tendido e hidratación del material se debe continuar con la compactación de la capa por medio del uso de rodillos lisos, de peso entre 8 a 12 toneladas, o rodillos vibratorios, el proceso de compactación se inicia en los costados de la vía, avanzando hacia el centro, se debe traslapar cada pasada con la mitad del ancho de la pasada anterior, el humedecimiento debe continuar durante el proceso de compactación, en lugares donde no es accesible el ingreso de rodillos, se deberá compactar con apisonadores mecánicos de impacto, o planchas vibratorias. La densidad de la sub-base no deberá ser menor al 100% de la densidad obtenida en laboratorio obtenida en los ensayos de compactación previamente realizados.

Ilustración N° 4-8. Compactación de Sub-base.



Fuente: Los autores.

El espesor de la capa será medido cada 100 metros de longitud en puntos alternados al eje, y el espesor de la capa conformada y compactada no deberá variar en más de dos centímetros, respecto al espesor indicado en planos.

4.5.4. Base de agregados.

Para la colocación de la capa de base, es requerido que la capa de sub-base se encuentre terminada y aprobada previamente, es decir que esta cumpla con el espesor especificado en planos, y el porcentaje de compactación de 100%, en caso de no disponerse capa de sub-base será la subrasante la que deberá estar terminada y aprobada.

El procedimiento de tendido, conformación y compactación es similar al procedimiento utilizado en Sub-bases, los agregados utilizados en la base deberán satisfacer la

granulometría especificada anteriormente. El material mezclado en planta debe cargarse en volquetas evitando la segregación de los agregados, el material también puede colocarse en montones formados por volquetes, y se conformara en similitud al procedimiento revisado para sub-bases.

Finalizado el tendido e hidratación del material debe proseguirse a compactar la capa por medio del uso de rodillos lisos, el proceso de compactación se inicia en los costados de la vía, avanzando hacia el centro, se debe traslapar cada pasada con la mitad del ancho de la pasada anterior, el humedecimiento debe continuar durante el proceso de compactación, en lugares donde no es accesible el ingreso de rodillos, se deberá compactar con apisonadores mecánicos de impacto, o planchas vibratorias. La densidad de la base no deberá ser menor al 100% de la densidad obtenida en laboratorio obtenida en los ensayos de compactación previamente realizados.

El espesor de la capa será medido cada 100 metros de longitud en puntos alternados al eje, y el espesor de la capa conformada y compactada no deberá variar en más de 1.5 centímetros, respecto al espesor indicado en planos.

4.5.5. Base de agregados estabilizada con cemento Portland.

Para la colocación esta capa de base, es requerido que la capa de sub-base se encuentre terminada y aprobada.

En cuanto a la mezcla del material puede realizarse en planta o en sitio, en planta es recomendable la utilización de dosificadores provistos de tolvas, se debe realizar la

mezcla en un tiempo de 45 a 60 segundos, asegurando la uniforme distribución del cemento en toda la mezcla. Para la mezcla en sitio se deberá colocar el cemento sobre los agregados preliminarmente graduados, el cemento se distribuirá por medio de esparcidores mecánicos si se usa a granel, o manualmente si se utiliza cemento en bolsas, la uniformidad de la distribución del cemento puede variar en 5 % máximo.

Ilustración N° 4-9. Colocación manual de Cemento sobre capa de base conformada.



Fuente: Villamil, R. (2013) Recuperado de: <https://www.youtube.com/watch?v=nYDn3KzlnpA>

La compactación se realiza de similar manera que, para la capa de base de agregados, a diferencia que se debe compactar en capas de máximo 15 cm, esto para obtener un adecuado curado.

En cuanto al curado se refiere se debe realizar después de finalizada la compactación, se aplica riego de asfalto de curado rápido o asfalto emulsionado (sobre la superficie húmeda y libre de cualquier material extraño), la cantidad de riego será de 0.5 - 0.8 litros por metro cuadrado, la capa de base deberá ser cubierta por una fina capa de

arena, si la construcción de la base se realiza por capas, el curado se realiza en la capa superior, y en las capas inferiores se utilizará un curado con agua y cubriéndolo con arena, mantenerlo húmedo por 72 horas, y se dejará en el sitio por 7 días, luego se retira arena y se continúa con la construcción de la siguiente capa.

4.5.6. Base de agregados estabilizada con Cal.

Para la colocación esta capa de base, es requerido que la capa de sub-base se encuentre terminada y aprobada. La mezcla, colocación y compactación del agregado se realiza según lo indicado en la base de agregados, y la inclusión de la cal se realiza por vía seca, colocando la cal sobre el material conformado.

4.5.7. Base de hormigón asfáltico mezclado en sitio.

Para la colocación esta capa de base, es requerido que la capa de sub-base se encuentre terminada y aprobada. Para la mezcla del hormigón en sitio deberá analizarse los materiales propuestos y diseñar la formula maestra de obra, y las mezclas de hormigón asfáltico se realizarán en base a la formula maestra, la formula maestra establece las cantidades de las fracciones de agregados, y el porcentaje de material asfáltico para la dosificación. Los agregados se colocan en capas de material grueso en el fondo a fino en la superficie, del ancho y espesor especificados, antes de agregar el hormigón asfáltico se deberá mezclar los agregados con motoniveladoras, y el asfalto no deberá tardarse más de un día después de la mezcla en seco de los agregados, la mezcla de agregados utilizando motoni-veladoras se dividirá la cantidad de agregados en dos mitades, agregando asfalto sobre la primera mitad, y se continua con la otra mitad,

hasta obtener una mezcla uniforme y se revolverá los materiales varias veces hasta cubrir en su totalidad los agregados con asfalto. Seguido de la mezcla y conformación se procede a la compactación, para lo cual se deberá humedecer, la compactación se realiza inicialmente con rodillos lisos tándem, desde el borde de la vía hacia el centro, después de finalizado la compactación inicial se procede a utilizar rodillos neumáticos, para obtener la densidad deseada.

CAPÍTULO V

DISEÑO DE LA MEZCLA PARA CAPAS DE RODADURA.

5.1. Definiciones.

- a) **Estabilidad.** – Carga máxima que puede resistir la briqueta normalizada en el ensayo de rotura.
- b) **Flujo.** – Deformación total producida en la briqueta en el ensayo de Estabilidad.
- c) **Envejecimiento del asfalto.** - Es la perdida de las propiedades físico-químicas del asfalto, que producen el endurecimiento del betún, haciendo que la capa de rodadura se torne más rígida.
- d) **Mezcla asfáltica tierna.** - Mezcla asfáltica que se desplaza lateralmente con facilidad durante la compactación y que es susceptible al Ahuellamiento bajo tránsito. Su comportamiento se suele atribuir a una temperatura de compactación muy alta o a exceso de arena en la mezcla
- e) **Briqueta.** - Espécimen compactado de mezcla asfáltica

5.2. Introducción.

La capa de rodadura de la vía es la última capa en construirse, asentada sobre la capa de apoyo (Base granular) y que se encuentra en contacto directo con las cargas vehiculares y las condiciones climáticas del lugar, por esta razón la capa de rodadura debe ser resistente a la abrasión generada por el tráfico y al daño (Sulfatación por humedad) por las condiciones climáticas, entonces la capa de rodadura sirve como protección para la estructura interna, a su vez que permite una adecuada circulación del tráfico debido a que presenta una superficie homogénea, y rugosa para una mejor adherencia de los vehículos. La metodología del diseño de la mezcla para la capa de rodadura dependerá del tipo de capa de rodadura que se va a utilizar, en donde el objetivo del diseño es la dosificación de los materiales (Obtención de la formula maestra).

5.3. Tipos de capa de rodadura.

Los tipos de capas de rodadura utilizadas en la actualidad en la construcción de carreteras son fundamental tres, Pavimento flexible (Pavimento conformado por material pétreo y material ligante bituminoso), Pavimento rígido (Pavimento conformado por material pétreo, agua y cemento como material ligante), y Pavimento articulado (Pavimento conformado por adoquines de concreto). Posteriormente se va revisar la metodología para el diseño de la mezcla de pavimento asfáltico y pavimento de hormigón.

5.4.Capa de rodadura de pavimento flexible.

Esta capa de rodadura está conformada por material pétreo con una granulometría específica y un porcentaje de asfalto determinado en el diseño de la mezcla, este es tipo de capa de rodadura que más utilizado en nuestro país, debido a las múltiples ventajas que este presenta, ventajas como;

5.4.1. Capa de rodadura de hormigón.

Este tipo de capa de rodadura está conformada por material pétreo que debe cumplir las especificaciones detalladas en el subcapítulo IV (Sección 4.5) de este trabajo, (MOP-001-F-2002, Sección 405-8), y cemento como material ligante. La ventaja de este tipo de capa de rodadura es su durabilidad, por consiguiente, en este tipo de capa de rodadura exige un costo por mantenimiento inferior al requerido por una carpeta asfáltica.

5.4.2. Capa de rodadura de pavimento articulado.

La capa de rodadura se conforma por elementos prismáticos de hormigón prefabricados de espesor constante, denominados Adoquines, la conformación de esta capa de rodadura consiste en colocar el adoquín sobre una cama de arena, se coloca los elementos uno junto del otro permitiendo formar una capa regular, adecuada para el tráfico.

5.5. Diseño de mezcla para capa de rodadura asfáltica.

El diseño de la mezcla consiste en determinar la formula maestra de la mezcla (proporciones de los materiales a utilizarse). Las cantidades de cada material determinarán las propiedades que tendrá la mezcla, y, por consiguiente, el desempeño que el tendrá pavimento terminado, el diseño de la mezcla para una capa de rodadura asfáltica en caliente se va realizar por el método Marshall, (Procedimiento normado en ASTM D 1559).

5.5.1. Propiedades consideradas en el diseño de mezcla.

Las mezclas asfálticas para alcanzar una buena calidad, deben ser diseñadas, elaboradas y colocadas en obra de tal manera que garanticen las siguientes propiedades:

- **Estabilidad.** - Esta propiedad del asfalto está relacionada a la capacidad que tiene este, para resistir deformaciones bajo la acción de cargas vehiculares.
- **Durabilidad.** - Esta propiedad se refiere a la capacidad que tiene el pavimento asfáltico para resistir procesos físicos como la desintegración del agregado y separación de las películas de asfalto.
- **Impermeabilidad.** - Es la capacidad que tiene el pavimento para evitar el ingreso y paso de agua y aire hacia su interior.
- **Trabajabilidad.** - Esta propiedad de las mezclas asfálticas se define como la capacidad que tiene esta para ser puesta en obra y compactada.
- **Flexibilidad.** – Es la capacidad del pavimento para deformarse sin producir la rotura del mismo.

- **Resistencia a la fatiga.** - Es la resistencia a la flexión del pavimento bajo repeticiones de carga.

El contenido de asfalto y contenido de vacíos son los principales parámetros que influyen en estas propiedades, ya que a mayor contenido de asfalto se tendrá una mayor durabilidad de este, dado a que se tendría una mayor impermeabilidad y mayor resistencia a la fatiga, así también se tendría una mayor estabilidad ya que aumentaría la cohesión entre partículas. Por otro lado, un mayor contenido de asfalto puede ser adverso, ya que esto significaría tener una menor cantidad de vacíos lo cual afectaría a la flexibilidad, es por esta razón que se requiere de la determinación de un contenido de asfalto que equilibre estas propiedades, lo cual nos lleva a la obtención de un contenido óptimo de asfalto para porcentajes de materiales granulares seleccionados y proporcionados (diseño de mezcla asfáltica).

5.5.2. Especificaciones para el diseño de mezcla asfáltica.

La especificación MOP-001-f-2002, y el instituto del asfalto establecen valores límite que deberá cumplir la mezcla asfáltica para; Vacíos, VAM, Estabilidad y Flujo.

La especificación MOP-001-F-2002 establece los valores límite de estabilidad, flujo y vacíos en función del tipo de tráfico, el cual se define mediante valores de la IMDP, siendo esta la Intensidad Media Diaria de vehículos Pesados, Ver Tabla N°V-1. Mientras que por otro lado el Instituto del Asfalto establece valores de VAM en función del tamaño máximo nominal de la mezcla Ver tabla N°V-2.

Tabla N° 5-1. Tipo de tráfico en función de la IMDP

TRAFICO	IMDP
Liviano	Menos de 50
Medio	50 a 200
Pesado	200 a 1000
Muy pesado	Más de 1000

Fuente: MOP-001-F-2002, Ecuador (2002).

5.5.2.1. Vacíos del Agregado Mineral (VAM).

Son los espacios existentes entre partículas de agregado en una mezcla compactada (el VAM incluye tanto los vacíos entre agregados llenos de asfalto, como el volumen de vacíos “Vv”), El VAM sirve como indicador para determinar el espacio disponible para un adecuado acomodo del volumen efectivo de asfalto, analizando ello, mientras mayor sea el VAM mayor será el grosor de la película de asfalto que cubre los agregados, lo cual es favorable para obtener una mezcla durable, por ello el VAM debe satisfacer un porcentaje mínimo, que garantice la una mezcla asfáltica para un pavimento durable.

Tabla N° 5-2. Especificaciones de VAM para mezclas asfálticas

Tamaño máximo nominal de las partículas	VAM mínimo		
	% de vacíos de diseño (Vv)		
	3%	4%	5%
N°16	21.5	22.5	23.5
N°8	19	20	21
N°4	16	17	18
3/8"	14	15	16
1/2"	13	14	15
3/4"	12	13	14
1"	11	12	13
1 1/2"	10	11	12

Fuente: The Asphalt Institute's, Manual (MS-22).

5.5.2.2. Vacíos (Vv).

Se refiere a los espacios pequeños de aire existentes entre los agregados revestidos de asfalto, en la mezcla compactada, la mezcla final compactada debe tener un cierto porcentaje de vacíos, esto con el fin de permitir un cierto grado de compactación adicional bajo la acción de las cargas vehiculares, es decir, para que el pavimento mantenga su condición de flexibilidad. Esta propiedad se relaciona directamente con la durabilidad que tendrá el pavimento, una alta cantidad de vacíos produce una mezcla permeable, permitiendo el paso del agua y el aire que acelera el deterioro del pavimento, y en contraparte una cantidad de vacíos demasiado baja produce la exudación del asfalto (Ascenso del asfalto de la mezcla hacia la superficie).

5.5.2.3. Estabilidad y flujo.

La estabilidad del asfalto está relacionada a la capacidad que tiene este, para resistir deformaciones (flujo) bajo la acción de carga. El valor de estabilidad Marshall corresponde a la carga con la que se produce la rotura de la briqueta debido a la disminución de su diámetro. Siendo el flujo la deformación total del diámetro de la briqueta hasta la rotura de esta.

La estabilidad depende de; la fricción interna entre las partículas del material pétreo y de la cohesión que brinda el asfalto por su capacidad ligante. Entonces mientras más angulosas sean las partículas del agregado mejor será su fricción, y mientras mayor sea el contenido de asfalto mayor será la cohesión, esto ocurre hasta un punto en el cual, el

incremento de asfalto puede producir una capa muy gruesa entre las partículas del agregado, generando así una pérdida de fricción entre estas.

Tabla N° 5-3. Especificaciones para mezclas asfálticas

Tipo de tráfico	Muy pesado		Pesado		Medio		Liviano	
Criterio Marshall	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max
Estabilidad (libras)	2200	----	1800	----	1200	----	1000	2400
Flujo (pulgada/100)	8	14	8	14	8	16	8	16
% de vacíos	3	5	3	5	3	5	3	5
Relación Filler/Betún	0.8	1.2	0.8	1.2				

Fuente: MOP-001-F-2002, Ecuador (2002).

5.5.3. Especificaciones para el control de calidad de asfaltos.

La Especificación MOP-001-F-2002, señala las siguientes especificaciones que debe cumplir los cementos asfálticos.

5.5.3.1. Penetración.

La penetración en el cemento asfáltico está relacionado con su consistencia, esto se lo puede cuantificar mediante el ensayo ASTM D-5 (Método de prueba estándar para la penetración de materiales bituminosos), esta metodología permite determinar la consistencia del cemento asfáltico, midiendo la penetración vertical de la aguja en decimas de milímetros, bajo condiciones controladas de carga (100g), tiempo (5 segundos) y temperatura (25°C).

La especificación MOP-001-F-2002, establece valores límite de penetración de 60-70, para tráfico muy pesado y pesado, para el caso de vías con tráfico medio y liviano se permite una penetración de 85-100.

5.5.3.2. Ductilidad.

La penetración en el cemento asfáltico está relacionado con su consistencia, esto se lo puede cuantificar mediante el ensayo ASTM D-5 (Método de prueba estándar para la penetración de materiales bituminosos), esta metodología permite determinar la consistencia del cemento asfáltico

5.5.3.3. Punto de inflamación.

Es indispensable determinar el punto de inflamación del cemento asfáltico, ya que este determina la temperatura que puede llegar a calentarse antes de que esté presente destello (llama libre), la determinación de esta temperatura se lo realiza mediante el ensayo ASTM D-92 (Método de prueba Estándar párrafo puntos de destello y fuego por Cleveland Open Cup Tester).

La especificación MOP-001-F-2002, establece un valor límite para el punto de inflamación de cementos asfálticos el cual es 230°C.

5.5.3.4. Viscosidad.

La viscosidad de un cemento asfáltico se lo puede determinar mediante el ensayo ASTM D-4402 (Método de prueba estándar para determinar la viscosidad del asfalto a temperaturas elevadas usando un viscosímetro rotacional),

La especificación MOP-001-F-2002, establece un valor límite para viscosidad serán de 1.5 y 3.0 poises, para mezclas cerradas y semicerradas.

5.5.4. Metodología de diseño de mezcla para capa de rodadura asfáltica.

El objetivo del diseño de mezclas asfálticas es obtener el contenido óptimo de asfalto, para una combinación específica de agregados, este método es aplicable tanto para mezclas a realizarse en sitio, como en planta, de los cuales el método más difundido en el Ecuador es el diseño de mezcla asfáltica en planta.

El diseño de la mezcla asfáltica en planta debe seguir la siguiente metodología.

- a) Especificación de los agregados.
- b) Mezcla del material granular.
- c) Determinación del porcentaje de asfalto de partida.
- d) Preparación y compactación de los especímenes (Briquetas).
- e) Determinación de propiedades volumétricas de la mezcla.
- f) Determinación de propiedades mecánicas de la mezcla.
- g) Determinación del porcentaje de óptimo de asfalto.

La metodología de diseño de la mezcla asfáltica en planta como en sitio es la misma, diferenciándose entre sí, en las especificaciones (Granulometría, temperatura de compactación, flujo y estabilidad Marshall) que debe satisfacer cada una.

5.5.4.1. Especificación de los agregados.

Previo a la mezcla de material granular se debe comprobar que la calidad de estos cumpla las especificaciones exigibles por la normativa, las propiedades que deben revisarse son; abrasión, durabilidad, límites de consistencia, forma (Partículas planas y alargadas) y textura (Caras fracturadas) de los agregados que proporcionan adherencia, terrones de arcilla. Los valores límite de estas propiedades se han recopilado de la Especificación MOP-001-F-2002, y se presentan en el Capítulo V de esta Guía.

5.5.4.2. Mezcla de material granular.

Este procedimiento tiene como objetivo satisfacer una graduación del material especificada, detallada en la Sección 4.4.2.4 de esta Guía, dicha especificación se caracteriza por poseer diferentes bandas de especificación granulométrica, (para mezcla en planta son; 3/4'', 1/2'', 3/8'', y N°4). La selección que la banda de especificación granulométrica se lo realiza en función del tamaño máximo nominal del material disponible. En caso de disponerse de un único material granular que cumpla con la banda de especificación granulométrica seleccionada, no se requiere de la combinación de materiales.

La mezcla de materiales se realiza entre dos o más materiales granulares con diferente graduación de partículas, la cantidad de materiales para ser utilizados en la mezcla dependerá de la disponibilidad del material. La proporción de material para la mezcla se determinará asumiendo porcentajes para cada material, hasta obtener que la graduación el material ingrese en la especificación, se la siguiente manera:

$$P = a * (A) + b * (B) + c * (C) + \dots + n * (N)$$

Donde:

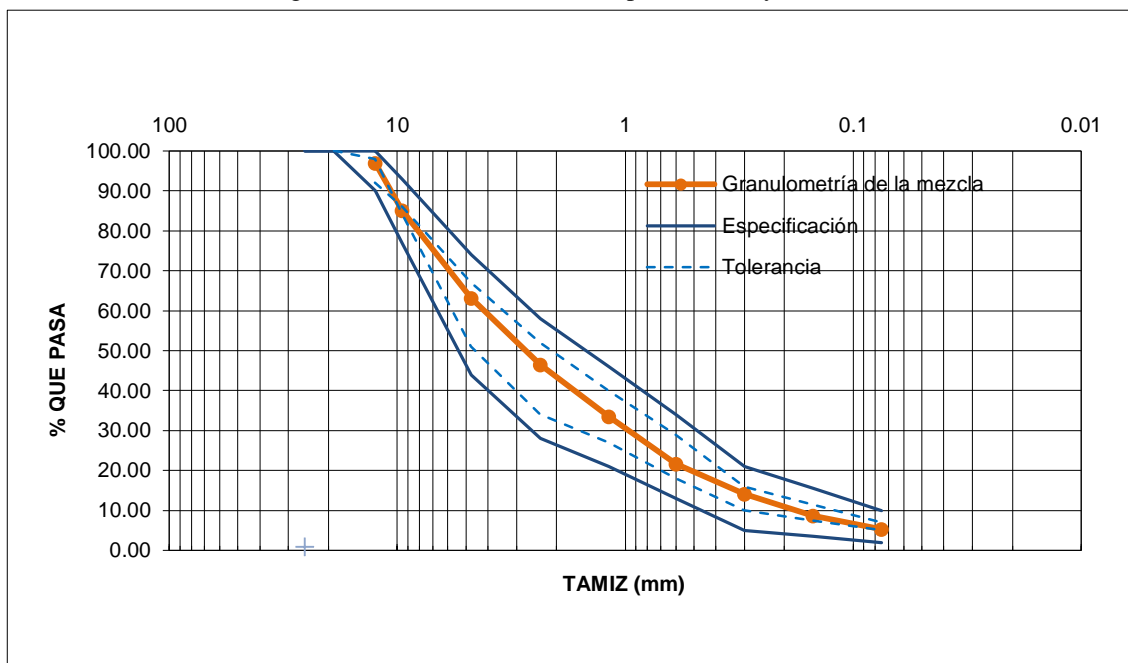
P: Porcentaje de material de la mezcla que pasan un tamiz determinado.

A, B, C: Porcentaje del material que pasa un tamiz determinado.

a, b, c: Proporción de material (A, B, C) utilizado en la combinación de materiales para la mezcla, donde la sumatoria de las proporciones es 1.

Una mezcla óptima de materiales será aquella cuya granulometría este centrada en la banda de especificación granulométrica seleccionada (Considerando la respectiva tolerancia), como se detalla en la siguiente ilustración.

Ilustración N° 5-1. Curva granulométrica de la mezcla, especificación y tolerancia.



La granulometría de la mezcla obedece a un porcentaje que pasa por cada tamiz, esta graduación deberá asegurarse en la elaboración de briquetas, procedimiento detallado posteriormente.

5.5.4.3. Determinación del porcentaje de asfalto de partida.

La determinación del porcentaje de asfalto de partida es primordial, ya que, a partir de este, valor se prepara las briquetas, con un contenido de asfalto igual a este, y otras con un incremento y disminución de 0.5% de contenido de asfalto. La determinación del valor de contenido de asfalto de partida se lo realiza utilizando la ecuación del Instituto del asfalto, la cual utiliza la granulometría de la mezcla de agregados, mediante la siguiente ecuación:

$$P = M * S^{\frac{1}{5}} \quad (\text{EC. V} - 1)$$

Donde;

P: Porcentaje de asfalto de partida.

M: Coeficiente debido al tráfico, tienes valores entre [3,75; 4,25], Se recomienda un mayor valor de coeficiente, para tráfico muy pesado, pero normalmente se toma un coeficiente $M=4$.

S: Superficie específica de los áridos, la cual se obtiene de:

$$S = 0.17G + 0.33g + 2.3A + 12a + 135f \quad (\text{EC. V} - 2)$$

G: Porcentaje al peso retenido en el tamiz de 3/8 “.

g: Porcentaje al peso retenido en el tamiz de N°4 y que pasa el tamiz 3/8 “.

A: Porcentaje al peso retenido en el tamiz de N°50 y que pasa el tamiz N°4.

a: Porcentaje al peso retenido en el tamiz de N°200 y que pasa el tamiz N°50.

f: Porcentaje que pasa el tamiz N° 200.

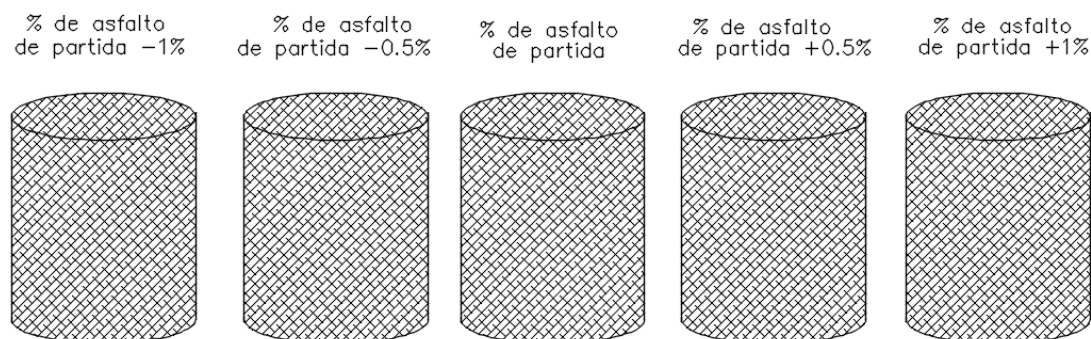
Con el porcentaje de asfalto de partida determinado, se debe comprobar que la relación Filler (Cantidad de material de la mezcla que pasa el tamiz N°200) y Betún (Porcentaje de Asfalto de partida) Ver Tabla N° 5-3.

5.5.4.4. Preparación y Compactación de Briquetas.

La preparación del material consiste desde determinar la cantidad de materiales para las briquetas, así como las condiciones que deben cumplir. El procedimiento para la preparación y el ensayo está definido en La Norma ASTM D-1559, que consiste en:

- a) **Número de Probetas.** Se debe preparar 15 especímenes en total, siendo tres especímenes por cada contenido de asfalto que se prepare. El contenido de asfalto empleado para la elaboración de probetas se define en base al contenido de asfalto de partida, entonces se prepara especímenes con incrementos y disminución de contenido de asfalto que varíen en un 0.5% con respecto al contenido de asfalto de partida.

Ilustración N° 5-2. Contenido de asfalto para cada espécimen.



Fuente: Los autores, Ecuador (2018).

- b) **Cantidad de Materiales.** Se requerirá de 1200 g de material granular para cada espécimen preparado, y un aproximado de 1 galón de asfalto.

Se necesita un total de 20 000 gramos de material granular (Material para 15 Briquetas), el total del material se obtendrá mezclando los materiales empleados (A, B, C, etc.) en su respectivo porcentaje (Porcentaje requerido para cumplir especificación).

c) *Preparación de los materiales.* El material total mezclado anteriormente (Cuya granulometría ingresa en la curva de especificación) será separados por rango de tamices (separando el material retenido en cada tamiz), esto debido a que cada briqueta se fabrica individualmente, con ello se determina un porcentaje en peso retenido por cada tamiz con respecto a una muestra total de 1200 g, esto se realiza para asegurar la granulometría en cada briqueta.

Los agregados a utilizarse en la mezcla deberán secarse a una temperatura constante de entre 120 ° C a 160 ° C, hasta obtener una masa constante. La temperatura del cemento asfáltico debe ser tal que este alcance una viscosidad de 170 ± 30 centiStokes, La temperatura de compactación será aquella con la que el cemento asfáltico alcanzaría una viscosidad de 280 ± 30 centiStokes.

Para determinar la Temperatura a la que corresponde la viscosidad recomendada, se requiere realizar el ensayo de Viscosidad Rotacional Brookfield (ASTM D 4402) al cemento asfáltico, esto para diferentes temperaturas, pudiendo así construir la gráfica Temperatura-Viscosidad, estimando así la temperatura de compactación.

d) *Preparación de la mezcla.* Se calentará en bandejas el material granular a una temperatura de 28 ° C sobre la temperatura de la mezcla, se mezclará los agregados en seco en un recipiente grande, dejando un cráter en el centro para verter el cemento

asfáltico, la mezcla del agregado y el asfalto debe realizarse lo más pronto posible, hasta alcanzar una mezcla homogénea, se debe obtener una altura de probeta de 63.5 mm \pm 1.3mm.

Para obtener una altura adecuada se recomienda realizar una probeta de prueba, con una masa de 1200 g de material granular, y se corrige la cantidad de material con la siguiente ecuación:

$$Masa\ correcta\ del\ agregado = \frac{63.5 * Masa\ utilizada\ (g)}{Altura\ obtenida\ de\ la\ probeta\ (mm)}$$

e) **Compactación de Probetas.** Se debe calentar el equipo (Molde, collar, placa y base del martillo de compactación) con un baño de agua, o en el horno a una temperatura de 93 a 148 °C, se arma el conjunto de elementos colocando un papel filtro en el fondo del molde, se coloca la cantidad de mezcla determinada con anterioridad, y se procede a acomodar el material dentro del molde, mediante la aplicación de 25 Golpes con una espátula, distribuyéndolos a estos en 10 golpes internos, y 15 golpes perimetrales, posteriormente se coloca un papel filtro sobre la superficie de la mezcla, se aplican un número de golpes por cada cara del espécimen, en correspondencia a la tabla que se indica a continuación:

Tabla N° 5-4. Número de golpes según el tipo de tráfico.

Tipo de Tráfico	Número de golpes por cara
Liviano	35
Mediano	50
Pesado	75

Fuente: MOP (2002)

El proceso de compactación se retira la base, y se deja enfriar a temperatura ambiente, posteriormente se extrae la probeta, se mide su espesor terminado, se deja en reposo una noche.

5.5.4.5. Determinación de las propiedades volumétricas de la mezcla.

Las principales propiedades volumétricas que serán imprescindibles para el diseño de mezcla asfáltica son; Vacíos de aire, vacíos de agregado mineral, vacíos llenos de asfalto, asfalto optimo y asfalto absorbido.

5.5.4.5.1. Relaciones masa y volumen.

Las propiedades volumétricas se las obtiene en función a relaciones de masa y volumen (gravedades específicas), las cuales se detallan a continuación.

Gravedad específica Bulk (Gmb). – Referido al Peso unitario, esta es una propiedad sumamente importante, ya que, al tener un pavimento terminado con alta densidad, este tendrá un mayor rendimiento. La densidad obtenida en el laboratorio se convierte en la densidad patrón, y esta se utilizará como referencia para determinar si la densidad del pavimento terminado es la adecuada.

Esta gravedad específica se la obtiene conforme a la normativa ASTM D 2726, la cual se detalla a continuación.

ASTM D 2726.- Esta metodología permite determinar la gravedad específica Bulk, la cual es a relación entre la masa de un volumen de material dado respecto a un volumen de agua a una temperatura de 25°C.

Preparación de la muestra.

Los especímenes obtenidos en laboratorio tendrán el tamaño conforme a lo establecido con la normativa ASTM D 1559, en todo caso se recomienda que el diámetro de la briqueta sea al menos igual a cuatro veces el tamaño máximo nominal del agregado y su espesor al menos una vez y media.

Procedimiento

El procedimiento para la determinación de la gravedad específica Bulk es sencillo, el cual consiste en determinar la masa de la briqueta bajo tres condiciones.

- ✓ Se obtiene la masa de la briqueta seca al aire (briqueta al aire a temperatura ambiente al menos por una hora).
- ✓ Luego se sumérgela briqueta en agua cuya temperatura será de 25 +/- 1 °C durante 3 a 5 minutos, y se determina su masa.
- ✓ Finalmente se extrae la briqueta del agua y se procede a secar la muestra con un paño húmedo, dejándola así en estado SSS (Saturada Superficialmente Seca), y se procede a determinar su masa.

Calculo

Una vez obtenido la masa de las briquetas bajo diferentes condiciones se obtiene la gravedad especifica Bulk mediante la siguiente expresión.

$$G_{mb} = \frac{A}{(B - C)} \quad (EC.V - 3)$$

Dónde:

G_{mb} = Gravedad especifica de la mezcla asfáltica compactada (Bulk)

A = Masa del espécimen seco en aire.

(B - C) = masa del volumen de agua para el volumen de la muestra a 25 ° C,

B = masa de la muestra en estado SSS.

C = masa del espécimen sumergido en agua.

Luego si se desea obtener la densidad Bulk, se lo obtiene multiplicando la gravedad especifica con la densidad del agua a 25°C.

$$Densidad\ Bulk = Gravedad\ especifica\ Bulk * 0.9970\ g/cm^3$$

Gravedad especifica máxima medida (Gmm). - Esta gravedad especifica se la obtiene conforme a la normativa ASTM D 2041, la cual se detalla a continuación.

ASTM D 2041.- Mediante esta metodología se puede determinar la gravedad especifica máxima teórica y densidad de la mezcla asfáltica sin compactar, la cual será

usada para la determinación del porcentaje de vacíos en la mezcla, así como el porcentaje de asfalto absorbido.

Preparación de la muestra.

El tamaño de la muestra se lo obtendrá en función del tamaño máximo nominal del agregado.

Tabla N° 5-5. Tamaño mínimo de la muestra

Tamaño máximo nominal del agregado, en mm	Tamaño mínimo de muestra, g
37.5 o mayor	5000
19 a 25	2500
12.5 o menor	1500

Fuente: ASTM D2041, Standard Test Method for Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Bituminous Paving Mixtures, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2011

Las partículas de la muestra deberán ser disgregadas mientras esta aun este caliente, esto se lo realizara con el cuidado necesario para evitar que el agregado se fracture.

Procedimiento

El proceso para la obtención de la gravedad especifica máxima teórica consiste en obtener la masa de la mezcla seca, masa del recipiente (picnómetro), y la masa del agua, para relacionarlas entre si y obtener la gravedad especifica máxima teórica.

- La determinación de masa de la muestra seca, se pesará la masa de la muestra cuando esta se haya secado al aire a temperatura ambiente (A).

- A continuación, se procederá a la determinación de la masa del picnómetro o frasco que se utilizará en el proceso, lleno con agua (D).
- Se coloca en el frasco o picnómetro, la muestra agregando suficiente agua de tal manera que esta cubra la muestra en su totalidad.
- Inmediatamente se procede a eliminar el aire atrapado en la muestra mediante una presión de vacío de aproximadamente 4KPa.
- Lentamente se llena el recipiente seleccionado (frasco o picnómetro) con agua procurando no introducir aire, una vez llenado el recipiente se determina la masa de este, en dichas condiciones (E).

Calculo

Para la determinación de la gravedad específica máxima teórica se aplica la siguiente ecuación:

$$G_{mm} = \frac{A}{A + D - E} \quad (EC.V - 4)$$

Donde:

Gmm = Gravedad específica máxima de la mezcla

A = Masa de la muestra seca en aire. (g)

D = Masa del frasco lleno con agua a 25 °C (g).

E = Masa de frasco, muestra y agua (g).

La gravedad específica máxima teórica de la mezcla (RICE) se lo puede determinar con la siguiente formula, la cual relaciona el contenido de asfalto, la gravedad específica del agregado y la del cemento asfáltico.

$$G_{mm} = \frac{100}{\frac{P_b}{G_b} + \frac{100 - P_b}{G_{se}}} \quad (EC.V - 5)$$

Donde:

G_{mm} = Gravedad específica máxima de la mezcla

G_b = Gravedad específica del cemento asfáltico

G_{se} = Gravedad específica de material granular de la mezcla.

P_b = Contenido de asfalto, porcentaje de la masa total de la mezcla

Gravedad específica total del agregado (G_{sb}). – Consiste en la determinación de la gravedad específica del total de los porcentajes de cada agregado (agregado grueso, fino y filler). Se lo obtiene mediante la siguiente ecuación.

$$G_{sb} = \frac{P_1 + P_2 + \dots + P_N}{\frac{P_1}{G_1} + \frac{P_2}{G_2} + \dots + \frac{P_N}{G_N}} \quad (EC.V - 6)$$

Donde:

G_{sb} = Gravedad específica neta del agregado total.

P_1, P_2, P_N = Porcentaje de masa de cada agregado.

G1, G2, GN = Gravedad específica individual de cada agregado.

Gravedad específica efectiva del agregado (Gse). A diferencia de la Gravedad específica total del agregado (Gsb), esta considera los espacios vacíos en las partículas, exceptuando aquellos vacíos que hayan absorbido asfalto. Se lo determina con la siguiente ecuación.

$$G_{se} = \frac{\frac{P_{mm} - P_b}{G_{mm} - G_b}}{\frac{P_{mm}}{G_{mm}}} \quad (EC.V - 7)$$

Donde:

Gse = Gravedad específica efectiva del agregado.

Gmm = Gravedad específica máxima teórica (RICE).

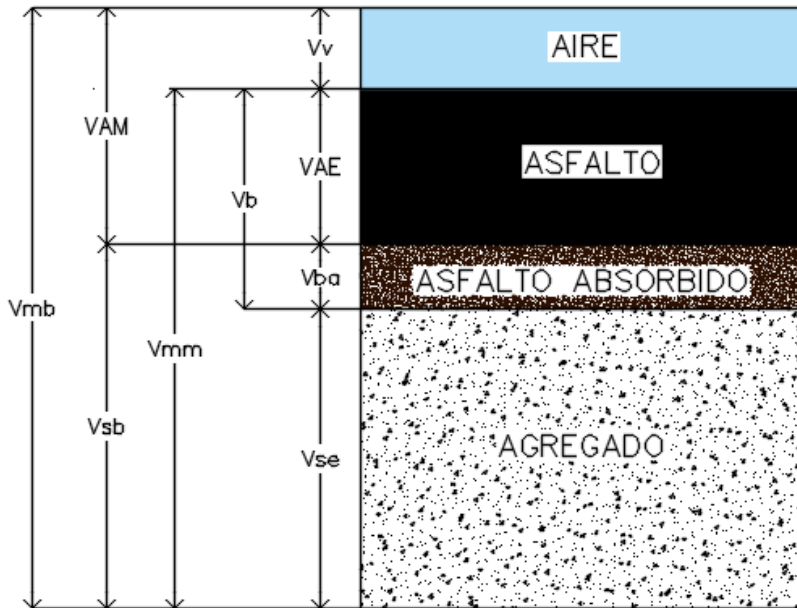
Pmm = Porcentaje de masa del total de la mezcla suelta.

Pb = Contenido de asfalto con

5.5.4.5.2. Propiedades volumétricas.

Como se dijo anteriormente las propiedades volumétricas se las obtiene en función de las diversas gravedades específicas detalladas anteriormente. Para entender mejor dichas propiedades en la siguiente ilustración se detalla los componentes volumétricos de las mezclas asfálticas.

Ilustración N° 5-3. Diagrama esquemático de componentes de una mezcla asfáltica compactada.



Fuente: Los autores, Ecuador (2018).

Donde:

V_{mb} = Volumen total de la mezcla compactada.

V_{mm} = Volumen de la mezcla sin vacíos.

V_{AM} = Volumen de vacíos en el agregado mineral.

V_{sb} = Volumen total del agregado.

V_{se} = Volumen efectivo de agregado.

V_b = Volumen de asfalto total.

V_{AE} = Volumen de vacíos llenos con asfalto.

V_{ba} = volumen de asfalto absorbido.

V_v = Volumen de vacíos de aire.

Volumen de vacíos (V_v). Este es el volumen de aire, que permanece entre las partículas del agregado una vez compactada la mezcla. Ver fig. 6 y 7. Se lo puede determinar mediante la siguiente ecuación.

$$V_v = \left(1 - \frac{G_{mb}}{G_{mm}}\right) * 100 \quad (EC.V - 8)$$

Dónde:

V_v = Vacíos de vacíos en la mezcla compactada.

G_{mm} = Gravedad específica máxima teórica de la mezcla asfáltica.

G_{mb} = Gravedad específica BULK.

Vacíos del Agregado Mineral (VAM). Este es el volumen de asfalto efectivo sumados al volumen de vacíos (V_v). Ver fig. 7. Se lo obtiene mediante la siguiente ecuación.

$$VAM = 100 - \frac{G_{mb}(100 - P_b)}{G_{sb}} \quad (EC.V - 9)$$

Dónde:

G_{sb} = Gravedad específica neta del agregado total.

G_{mb} = Gravedad específica BULK.

Pb = Contenido de asfalto.

Volumen de vacíos llenos con asfalto (VAE). Este es el volumen de asfalto total excluyendo el volumen de asfalto absorbido. Ver fig. 7. Se lo obtiene con la siguiente ecuación.

$$VAE = \left(1 - \frac{V_v}{V_{AM}}\right) * 100 \quad (EC.V - 10)$$

Dónde:

VAE = Vacíos llenados con asfalto.

VAM = Vacíos en el agregado mineral.

V_v = Volumen de vacíos de la mezcla total.

5.5.4.6. Determinación de las propiedades Mecánicas de la mezcla.

Este procedimiento comprende la determinación de la Estabilidad y Flujo de la muestra compactada, cuyo procedimiento se resume a continuación:

- a) Colocar las probetas en un baño de agua durante 30 a 40 minutos, o en un horno por el tiempo de dos horas, manteniendo para ambos métodos una temperatura de 60 ° C. EL equipo de ensayo debe encontrarse limpio, las mordazas deberán encontrarse a una temperatura de 21 – 37 ° C, con baño de agua si fuera necesario.

b) Se coloca la probeta previamente calentada en la mordaza inferior, y la mordaza superior se coloca. El medidor de Flujo deberá colocarse en posición, correctamente encerado, y sujetado firmemente en la mordaza superior.

c) Se aplica la carga sobre la probeta, con una tasa de deformación constante de 50.8 mm por minuto, hasta la falla, se registra el valor máximo de carga, o deformación del dial para obtenerse en carga según la constante del anillo (De ser el caso), el valor máximo registrado será el valor correspondiente a la Estabilidad Marshall, valor que debe ser corregido en caso de que la probeta tenga una altura diferente de 63.5mm, el factor de corrección es el que se detalla a continuación:

Tabla N° 5-6. Factor de Corrección de estabilidad, para diferentes diámetros.

Volumen	Espesor de la muestra	Factor de corrección	Volumen	Espesor de la muestra	Factor de corrección	Volumen	Espesor de la muestra	Factor de corrección
cm3	mm	adim	cm3	mm	adim	cm3	mm	adim
200-213	25.4	5.56	341-353	42.9	2.08	483-495	60.3	1.09
214-225	27.0	5.00	354-367	44.5	1.92	496-508	61.9	1.04
226-237	28.6	4.55	368-379	46.0	1.79	509-522	63.5	1.00
238-250	30.2	4.17	380-392	47.6	1.67	523-535	65.1	0.96
251-262	31.8	3.85	393-405	49.2	1.56	536-546	66.7	0.93
265-276	33.3	3.57	406-420	50.8	1.47	547-559	68.3	0.89
277-289	34.9	3.33	421-431	52.4	1.39	560-573	69.9	0.86
290-301	36.5	3.03	432-443	54.0	1.32	574-585	71.4	0.83
302-316	38.1	2.78	444-456	55.6	1.25	586-598	73.0	0.81
317-328	39.7	2.50	457-470	57.2	1.19	599-610	74.6	0.78
329-340	41.3	2.27	471-482	58.7	1.14	611-615	76.2	0.76

La l Fuente: American Society of Testing Materials, ASTM D 1559. 1976.

Valor de Flujo Marshall, que indica la disminución del diámetro hasta el instante de rotura.

d) Se debe repetir el procedimiento para todas las 15 probetas compactadas.

5.5.4.7. Determinación del porcentaje óptimo de asfalto.

La cantidad de asfalto apropiado se determinará en laboratorio, el cual se basa en gran medida en las propiedades físicas del material, principalmente depende de la granulometría, y de la absorción del agregado, además existe una cierta relación proporcional entre la cantidad de filler (partículas que pasan el tamiz N° 200) presente en el material y la cantidad de asfalto requerido para cubrir uniformemente todas las partículas de agregado.

Para la determinación del contenido de asfalto óptimo existen dos metodologías, el método tradicional y el método propuesto por el instituto del asfalto.

a) Método tradicional.

La determinación del porcentaje de asfalto óptimo se lo realiza en base a los parámetros antes revisados, que son:

- Estabilidad. –Se considera el porcentaje de Asfalto que proporciona la Máxima Estabilidad (Pb1)
- Máxima densidad. –Se considera el porcentaje de asfalto que proporcione una máxima densidad (Pb2).
- Vacíos de la mezcla. –Porcentaje de asfalto que proporcione un vacío de 4% (Pb3).

El porcentaje de asfalto óptimo será entonces el promedio de los tres valores de porcentaje de asfalto antes determinados, con la siguiente ecuación:

$$Pb_{\text{ÓPTIMO}} = \frac{Pb1 + Pb2 + Pb3}{3} \quad (EC.V - 11)$$

Posterior a la determinación del porcentaje de asfalto óptimo ($Pb_{\text{ÓPTIMO}}$) se debe comprobar que cumpla ciertos requisitos, como lo son el VAM, Estabilidad y Flujo.

a) Método Instituto del asfalto.

El método más actualizado propuesto por el instituto del asfalto se fundamenta en determinar un porcentaje de asfalto tal que proporcione un 4% de vacíos, es decir se ingresa a la gráfica de Porcentaje de vacíos vs Contenido de asfalto, y el valor de contenido de asfalto que corresponda a 4 % de vacíos se considera como el porcentaje de asfalto óptimo, pero con este porcentaje de asfalto se debe comprobar que cumpla las especificaciones como Vacíos del agregado mineral (VAM), Estabilidad mínima, y Que el valor del flujo se encuentre dentro del rango permisible.

A Continuación, se detallan las gráficas que deben elaborarse para determinar el porcentaje de asfalto óptimo.

Ilustración N° 5-4. % de Asfalto vs % de Vacíos

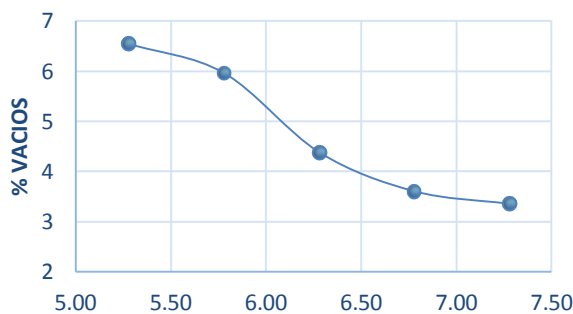
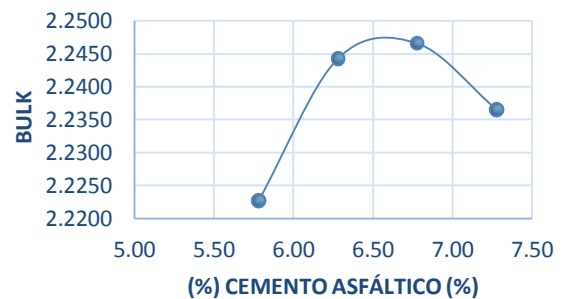


Ilustración N° 5-5. % de Asfalto vs Gravedad específica Bulk



Fuente: Los autores, 2018.

Ilustración N° 5-7. % de Asfalto vs % de Vacíos del Agregado mineral

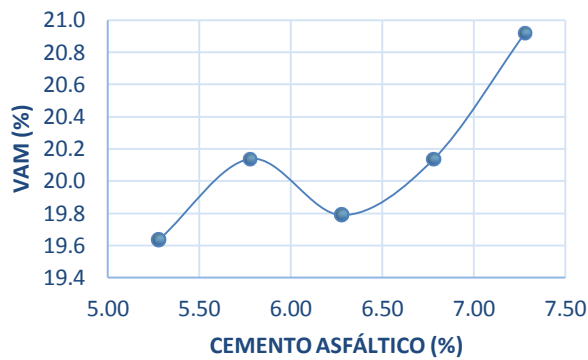
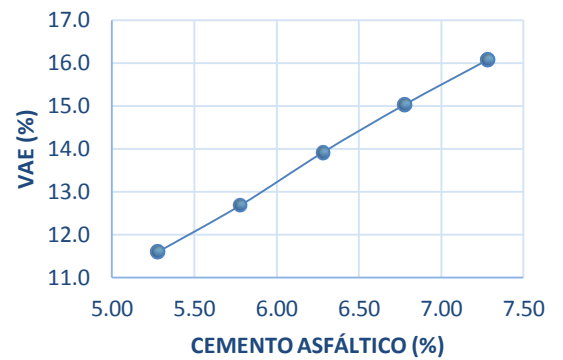


Ilustración N° 5-6. % de Asfalto vs % de Volumen efectivo de Asfalto



Fuente: Los autores, 2018.

Ilustración N° 5-9. % de Asfalto vs Estabilidad

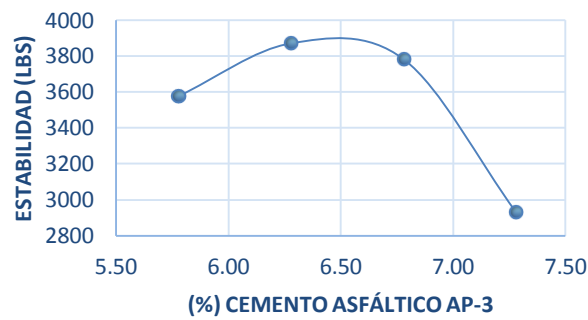
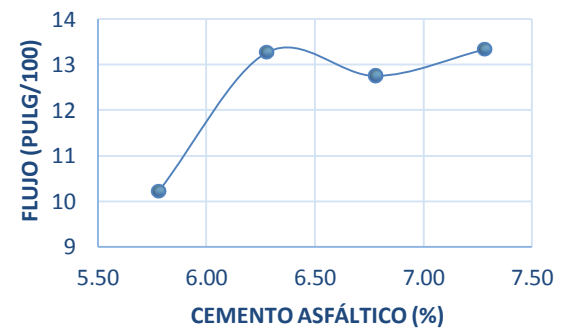


Ilustración N° 5-8. % de Asfalto vs Flujo



Fuente: Los autores, 2018.

5.5.5. Ejemplo de diseño de mezcla para capa de rodadura asfáltica.

El diseño de la mezcla asfáltica en caliente por el método Marshall se desarrolla de la siguiente manera.

a) Mezcla de material granular.

Para realizar la mezcla de material granular, se considera tres materiales, con las siguientes características:

Granulometría. Realizado en análisis de la distribución de las partículas, se la siguiente información para los tres materiales a utilizar.

Tabla N° 5-7. Granulometría de materiales utilizados.

Tamiz N°	Tamaño (mm)	% Pasa Acumulado		
		MAT A	MAT B	MAT C
3/4"	19.05	100.00	100.00	100.00
1/2 "	12.50	68.83	100.00	100.00
3/8 "	9.50	43.94	76.62	100.00
4	4.75	17.04	28.61	100.00
8	2.36	6.03	8.63	84.81
16	1.18	4.84	6.49	61.01
30	0.600	4.67	5.18	38.19
50	0.300	4.47	5.08	23.19
100	0.150	4.15	4.89	12.49
200	0.075	3.63	4.41	6.52

Fuente: Los autores.

La granulometría de la mezcla se obtiene combinando una cierta proporción de cada material, hasta obtener una graduación que se ajuste a la especificada, la proporción en la que se mezcla cada material es la siguiente:

Tabla N° 5-8. Porcentaje de cada material granular utilizado en la mezcla.

% DE MEZCLA	
A	10.00%
B	40.00%
C	50.00%

Fuente: Los autores.

El valor del porcentaje que pasa en cada tamiz para la mezcla, se obtiene mediante la ponderación de la proporción que le corresponde a cada material (Ec. 5.1), de la siguiente manera:

Porcentaje que pasa el Tamiz 3/8'' para la mezcla:

$$P_{PASA\ 3/8''} = 0.10 * 43.94 + 0.40 * 76.62 + 0.5 * 100$$

$$P_{PASA\ 3/8''} = 85.04 \%$$

Tabla N° 5-9. Granulometría de; Materiales, mezcla, especificación, tolerancia.

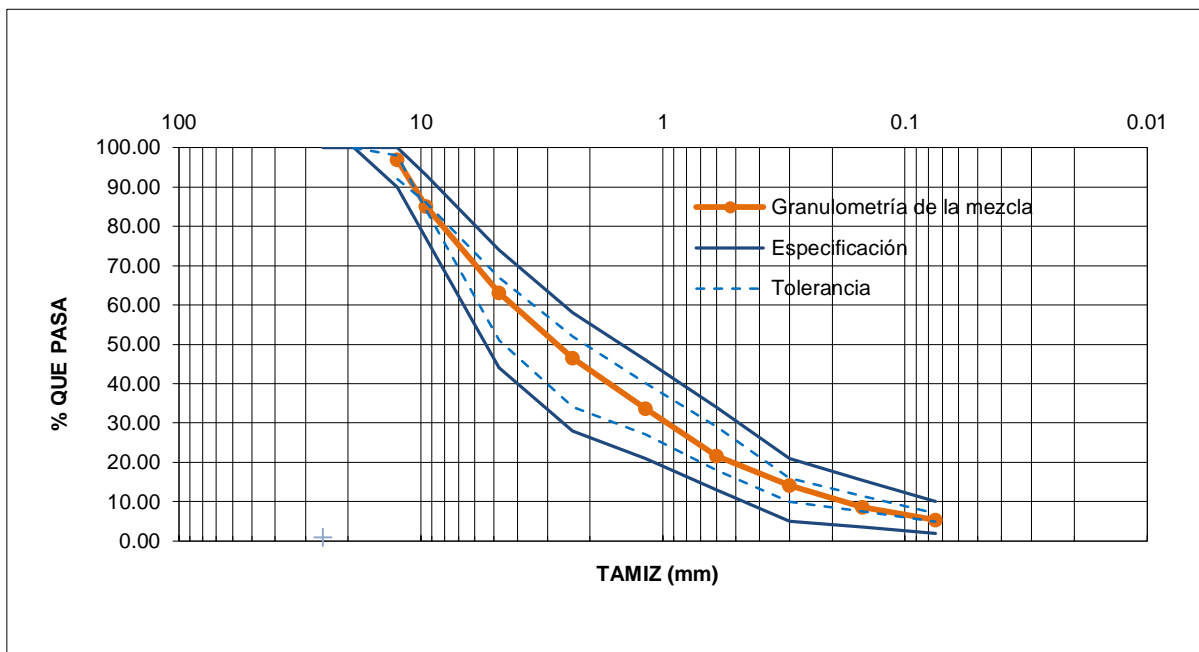
Tamiz #	1	3/4''	1/2''	3/8''	4	8	16	30	50	100	200
Tz mm.	25.4	19	12.5	9.5	4.75	2.36	1.18	0.6	0.3	0.15	0.075
Mat A	100	100	68.83	43.94	17.04	6.03	4.84	4.67	4.47	4.15	3.63
Mat B	100	100	100	76.62	28.61	8.63	6.49	5.18	5.08	4.89	4.41
Mat C	100	100	100	100	100	84.81	61.01	38.19	23.19	12.49	6.52
% pasa Mezcla	100	100	96.88	85.04	63.15	46.46	33.58	21.63	14.08	8.62	5.39
Espec mín	100	100	90	-	44	28	---	---	5	---	2
Espec máx	100	100	100	-	74	58	---	---	21	---	10
Espec mín	100	100	90	77	44	28	21	13	5	3.5	2
Espec máx	100	100	100	93	74	58	46	34	21	15.5	10
Tolerancia	8	8	8	7	7	6	6	5	5	4	3
Tol min	92	92	92	86	67	52	40	29	16	11.5	7
Tol mx	100	100	98	84	51	34	27	18	10	7.5	5

Fuente: Los autores.

Los valores de la especificación de granulometría, así como de la tolerancia, son los establecidos por la Especificación MOP – 001 – F – 2002, y para los tamices que la especificación no establezca límites se ha realizado interpolación.

Se debe realizar la gráfica de la curva granulométrica de la mezcla, además de la granulometría requerida por normativa, con su respectiva tolerancia, para verificar que la mezcla proporcione una graduación adecuada.

Ilustración N° 5-10. Curva granulométrica de la mezcla, especificación y tolerancia.



Fuente: Los autores.

b) Porcentaje de asfalto de partida.

Se utilizará la ecuación proporcionada por El Instituto del Asfalto, presentados en la ecuación 5.1, y 5.2, de esta guía, los porcentajes retenidos entre cada tamiz se determina de la Tabla N° 5-9.

Tabla N° 5-10. Porcentaje retenido acumulado de la mezcla, para diferentes tamices.

Tamiz #	1	3/4	1/2	3/8	4	8	16	30	50	100	200
Tz mm.	25.4	19	12.5	9.5	4.75	2.36	1.18	0.6	0.3	0.15	0.075
Ret.Ac.	0.00	0.00	3.12	14.96	36.85	53.54	66.42	78.37	85.92	91.38	94.61

Fuente: Los autores.

$$S = 0.17G + 0.33g + 2.3A + 12a + 135f$$

$$S = 0.17(0.149) + 0.33(0.218) + 2.3(0.49) + 12(0.0869) + 135(0.0539)$$

$$S = 9.54$$

$$P = M * S^{\frac{1}{5}}$$

$$P = 4 * 9.54^{\frac{1}{5}}$$

$$P = 6.28 \%$$

Relación Filler/Betún es:

$$\frac{Filler}{Betún} = \frac{5.39}{6.28}$$

$$\frac{Filler}{Betún} = 0.85$$

La relación Filler/Betún es adecuada, ya que se encuentra dentro de los límites permisibles de (0.8 – 1.2).

c) Preparación y Compactación de la Mezcla.

Se va a utilizar un total de 20 Kg de material granular con graduación determinada mezclando los tres materiales en la proporción determinada con anterioridad, la cantidad de materiales a utilizar son:

Tabla N° 5-11. Porcentaje de cada material para muestra total.

Mat	Masa (g)
A	2000
B	8000
C	10000
M. Total	20000

Fuente: Los autores.

Se debe preparar 15 probetas, 3 probetas por cada porcentaje de asfalto agregado, los porcentajes de asfalto son las siguientes:

Tabla N° 5-12. Porcentajes de asfalto respecto al peso utilizados.

N°	1	2	3	4	5
% Asfalto	5.28	5.78	6.28	6.78	7.28

Fuente: Los autores

Además, como se mencionó las briquetas se preparan individualmente, para lo cual se separa el material total por cada tamiz, y se prepara mezclando la proporción necesaria de cada tamaño de partículas (% retenido en cada tamiz) para un total de 1200 g (Material para una briketa). Los porcentajes retenidos se obtienen en base al porcentaje que pasa de la mezcla, y se lleva dicha relación a la cantidad en masa requerida por cada tamiz.

Tabla N° 5-13. Porcentajes de asfalto utilizados.

Tamiz # Tz mm.	1	3/4	1/2	3/8	4	8	16	30	50	100	200
% pasa mezcla	100.00	100.00	96.88	85.04	63.15	46.46	33.58	21.63	14.08	8.62	5.39
% Ret. Acum.	0.00	0.00	3.12	14.96	36.85	53.54	66.42	78.37	85.92	91.38	94.61
Masa acum.	0.00	0.00	37.40	179.52	442.21	642.49	797.01	940.41	1031.08	1096.59	1135.35

Fuente: Los autores

Teniéndose el valor de masa acumulado requerido, la preparación es sencilla, ya que se agrega material de cada tamaño en una bandeja, hasta llegar al peso indicado, se debe concluir agregando el material de finos que corresponda hasta llegar a una masa de 1200g.

La compactación se realizó aplicando 75 Golpes por cada cara (Correspondiente a tráfico pesado).

d) Determinación de propiedades volumétricas de la Mezcla.

Como se ha mencionado se va determinar las densidades Bulk, y densidad Rice, para las muestras compactadas.

Se determina utilizando la ecuación revisada en la metodología, y el valor representativo será el promedio de la Gravedad específica Bulk para las probetas compactadas con un mismo porcentaje de asfalto.

Briqueta N° 1:

$$G_{Bulk} = \frac{A}{B - C}$$

$$G_{Bulk} = \frac{1190.30}{1196.82 - 664.36}$$

$$G_{Bulk} = \frac{1190.30}{532.46}$$

$$G_{Bulk} = 2.235$$

Tabla N° 5-14. Densidad Bulk.

BRIQUETA NO.	Porcentaje de Asfalto %	PESO (gramos)			VOL. cm3 (B-C)	G. Espec. BULK (Gmb) (A/(B-C))
		Aire (A)	Saturado (B)	Agua (C)		
1	5.28	1190.30	1196.82	664.36	532.46	2.235
2		1190.17	1197.31	669.15	528.16	2.253
3		1168.91	1170.12	664.91	505.21	2.314
PROMEDIO		1183.13	1188.08	666.14	521.94	2.268
4	5.78	1194.64	1200.17	665.54	534.63	2.235
5		1196.84	1198.56	673.53	525.03	2.280
6		1203.58	1204.74	676.85	527.89	2.280
PROMEDIO		1198.35	1201.16	671.97	529.18	2.265
7	6.28	1187.84	1189.90	664.69	525.21	2.262
8		1194.10	1196.84	671.27	525.57	2.272
9		1159.34	1159.24	661.64	497.60	2.330
PROMEDIO		1180.43	1181.99	665.87	516.13	2.288
10	6.78	1202.40	1204.04	673.92	530.12	2.268
11		1190.97	1191.92	673.43	518.49	2.297
12		1202.26	1203.22	681.27	521.95	2.303
PROMEDIO		1198.54	1199.73	676.21	523.52	2.290
13	7.28	1199.04	1200.68	677.45	523.23	2.292
14		1197.85	1200.72	666.67	534.05	2.243
15		1164.68	1164.92	659.39	505.53	2.304
PROMEDIO		1187.19	1188.77	667.84	520.94	2.279

Fuente: Los autores

Gravedad Específica Máxima Teórica (Gmm).

Para el ejemplo se va a determinar la gravedad específica teórica máxima en función de los materiales, según la siguiente ecuación.

$$G_{mm} = \frac{100}{\frac{P_b}{G_b} + \frac{100 - P_b}{G_{se}}}$$

Donde:

Gravedad específica de material granular de la mezcla, se obtiene ponderando la gravedad específica de cada material, respecto a la proporción que aporta en la mezcla, así:

Tabla N° 5-15. Gravedad Específica del material granular.

Material	% en mezcla	Gravedad Específica	G. Específica Ponderada
	(A)	(B)	(AxB)
Material A	0.1	2.630	0.263
Material B	0.4	2.550	1.020
Material C	0.5	2.677	1.338
Gravedad Específica Mezcla			2.62

Fuente: Los autores.

Gravedad Específica del cemento asfáltico es de 1.012., entonces se tiene:

Briqueta con 5.28 % de Asfalto:

$$G_{mm} = \frac{100}{\frac{5.28}{1.012} + \frac{100 - 5.28}{2.62}}$$

$$G_{mm} = 2.417$$

Así para todos los porcentajes de Asfalto, se tiene:

Tabla N° 5-16. Gravedad Específica teórica máxima (Gmm).

% C. A.	Gb	Gsb	Gmm
5.28			2.417
5.78			2.400
6.28	1.012	2.620	2.382
6.78			2.365
7.28			2.348

Fuente: Los autores.

% de Volumen de asfalto en la mezcla.

$$V_{asfalto} = \frac{Pb * Gmb}{Gb}$$

$$V_{asfalto} = \frac{5.28 * 2.268}{1.012}$$

$$V_{asfalto} = 11.83$$

% de Volumen de agregado en la mezcla.

$$V_{agr} = \frac{(100 - Pb)G_{mb}}{G_{sb}}$$

$$V_{agr} = \frac{(100 - 5.28) * 2.268}{2.620}$$

$$V_{agr} = 81.98$$

Vacíos de Agregado Mineral. –

$$VAM = 100 - V_{agr}$$

$$VAM = 100 - 81.98$$

$$VAM = 18.02$$

Vacíos de aire en la mezcla compactada. –

$$V_V = \left(1 - \frac{G_{mb}}{G_{mm}}\right) * 100$$

$$V_V = \left(1 - \frac{2.268}{2.417}\right) * 100$$

$$V_V = 6.19$$

Vacíos llenos con asfalto. –

$$VAE = \left(1 - \frac{V_V}{VAM}\right) * 100$$

$$VAE = \left(1 - \frac{6.19}{18.02}\right) * 100$$

$$VAE = 65.64$$

Calculando para todos los porcentajes de asfalto empleados se tiene:

Tabla N° 5-17. Análisis de Vacíos para mezcla asfáltica compactada.

Porcentaje de Asfalto %	G. Espec. BULK Gmb	G. Espec. máx Gmm	VOLUMEN % DEL TOTAL			Vacíos %		
			Asfalto	Agreg	Vacios	VAM	VAE	Vv
5.28	2.268	2.417	11.83	81.98	6.19	18.02	65.64	6.19
5.78	2.265	2.400	12.93	81.44	5.62	18.56	69.70	5.62
6.28	2.288	2.382	14.20	81.84	3.96	18.16	78.17	3.96
6.78	2.290	2.365	15.34	81.46	3.20	18.54	82.74	3.20
7.28	2.279	2.348	16.40	80.67	2.93	19.33	84.83	2.93

Fuente: Los autores.

e) Determinación de propiedades mecánicas de la Mezcla.

Las propiedades mecánicas de estabilidad y flujo de la muestra.

Estabilidad.

El valor de estabilidad, debe ser corregido en base al factor anteriormente determinado, el cual depende de la altura de la probeta compactada.

Para el caso la medida de la estabilidad fue tomada en Kilo Newton (KN), la cual transformamos en Lbs, y se corrige afectándolo con el factor corrector.

$$\textit{Estabilidad Corregida} = \textit{Lectura de estabilidad} * \textit{Factor de corrección}$$

Para la primera probeta la altura medida fue de 66.7 mm, lo que corresponde a un factor de corrección de 0.93, entonces:

$$\textit{Estabilidad Corregida} = 3338.8 \text{ Lbs} * 0.93$$

$$\textit{Estabilidad Corregida} = 3105 \text{ Lbs}$$

Tabla N° 5-18. Estabilidad para diferentes porcentajes de Asfalto.

BRIQUETA NO.	Porcentaje de Asfalto %	FACTOR CORREC. (A)	ESTABILIDAD		
			Lectura (KN)	Trans (Lbs.) (B)	Corregida (Lbs.) (A*B)
1	5,28	0,93	14,852	3338,88	3105
2		0,93	21,441	4820,15	4483
3		1	18,797	4225,75	4226
PROMEDIO				4128,26	3938
4	5,78	0,93	13,591	3055,39	2842
5		0,96	17,622	3961,60	3803
6		0,93	19,551	4395,26	4088
PROMEDIO				3804,08	3577
7	6,28	0,96	15,157	3407,45	3271
8		0,93	22,120	4972,80	4625
9		1,04	15,893	3572,91	3716
PROMEDIO				3984,38	3871
10	6,78	0,93	15,276	3434,20	3194
11		0,96	17,696	3978,24	3819
12		0,96	20,079	4513,96	4333
PROMEDIO				3975,47	3782
13	7,28	0,96	14,123	3174,99	3048
14		0,93	11,213	2520,79	2344
15		1	15,128	3400,93	3401
PROMEDIO				3032,24	2931

Fuente: Los autores

Flujo.

El flujo corresponde a la lectura de la disminución del diámetro hasta el instante de la rotura, los valores para el ejemplo se tomaron lectura en mm, como se detalla a continuación:

Tabla N° 5-19. Flujo para diferentes porcentajes de Asfalto.

Briqueta N°	% C.A (Pb)	Flujo	
		(mm)	1/100"
1	5,28	2,804	11,039
2		2,470	9,724
3		3,048	12,000
PROMEDIO		2,774	10,921
4	5,78	2,261	8,902
5		2,940	11,575
6		2,588	10,189
PROMEDIO		2,596	10,222
7	6,28	3,365	13,248
8		3,507	13,807
9		3,245	12,776
PROMEDIO		3,372	13,277
10	6,78	3,191	12,563
11		3,424	13,480
12		3,106	12,228
PROMEDIO		3,240	12,757
13	7,28	3,232	12,724
14		3,429	13,500
15		3,503	13,791
PROMEDIO		3,388	13,339

Fuente: Los autores

f) Determinación del porcentaje óptimo de asfalto.

La metodología vigente para determinar el porcentaje de asfalto óptimo, consiste en seleccionar el porcentaje de asfalto óptimo aquel con el que se obtenga un porcentaje de vacíos de 4%, y con dicho porcentaje se procede a revisar que satisfaga las propiedades de la mezcla (VAM, Flujo, estabilidad).

A continuación, se presenta una tabla resumen de las propiedades que influyen en la mezcla para los porcentajes de asfalto estudiados.

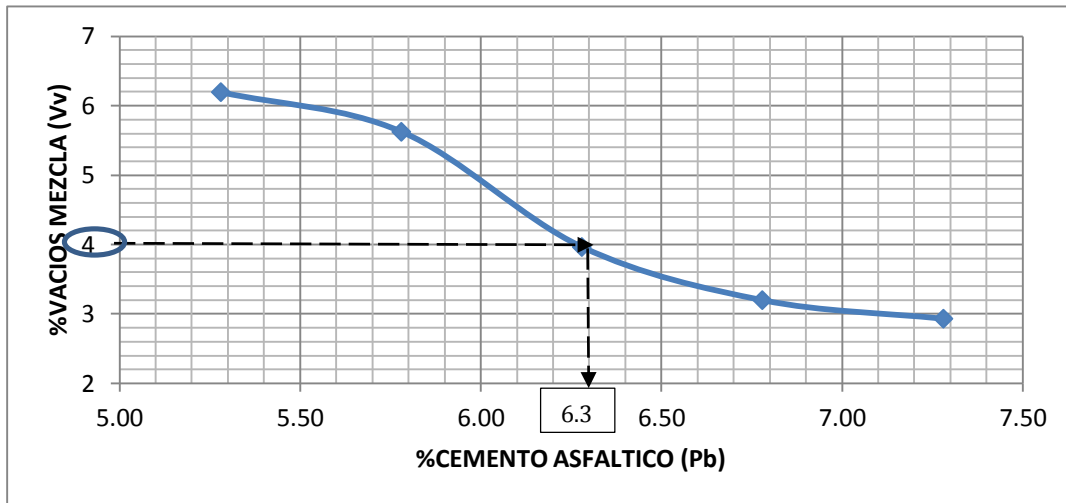
Tabla N° 5-20. Resumen de las propiedades de la mezcla para diferentes contenidos de asfalto.

Asfalto %	DENSIDAD	% de Vacios			Estabilidad	Flujo
	Bulk Prom.	VAM [%]	VAE [%]	Vv [%]	Prom. [Lb]	Prom. [Pulg/100]
5.28	2.268	18.02	65.64	6.19	3938	11
5.78	2.265	18.56	69.70	5.62	3577	10
6.28	2.288	18.16	78.17	3.96	3871	13
6.78	2.290	18.54	82.74	3.20	3782	13
7.28	2.279	19.33	84.83	2.93	2931	13

Fuente: Los autores.

Entonces, con la información de la Tabla N° 5-20, se construye las respectivas gráficas para proseguir a determinar el contenido de asfalto óptimo.

Ilustración N° 5-11. % Porcentaje de asfalto vs Porcentaje de vacíos de la mezcla.



De la Ilustración anterior se concluye que el porcentaje de asfalto óptimo es de **6.3%**, con ello se revisara que cumpla las demás propiedades de la mezcla.

Ilustración N° 5-12. % Porcentaje de asfalto vs Gravedad específica Bulk.

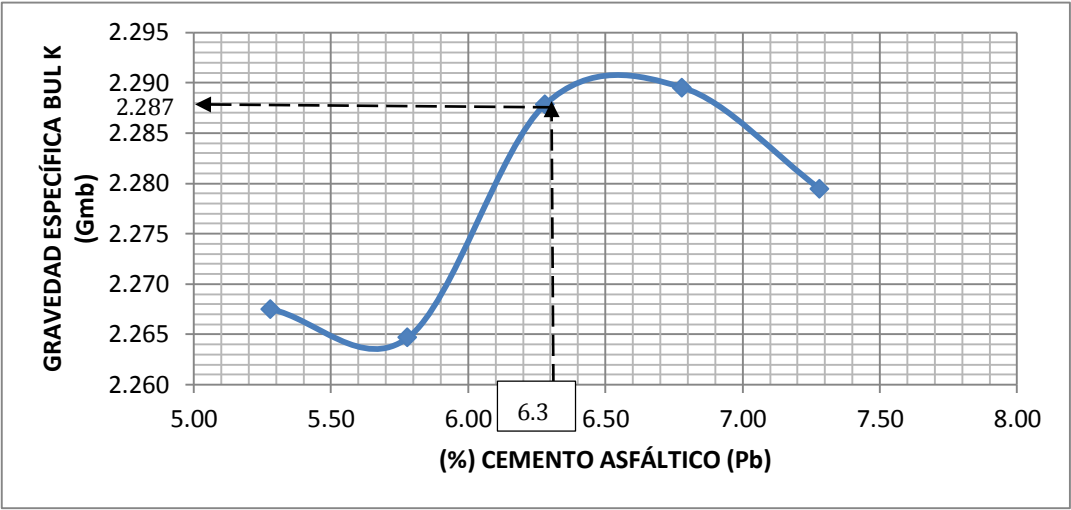


Ilustración N° 5-13. % Porcentaje de asfalto vs Porcentaje de vacíos del agregado mineral.

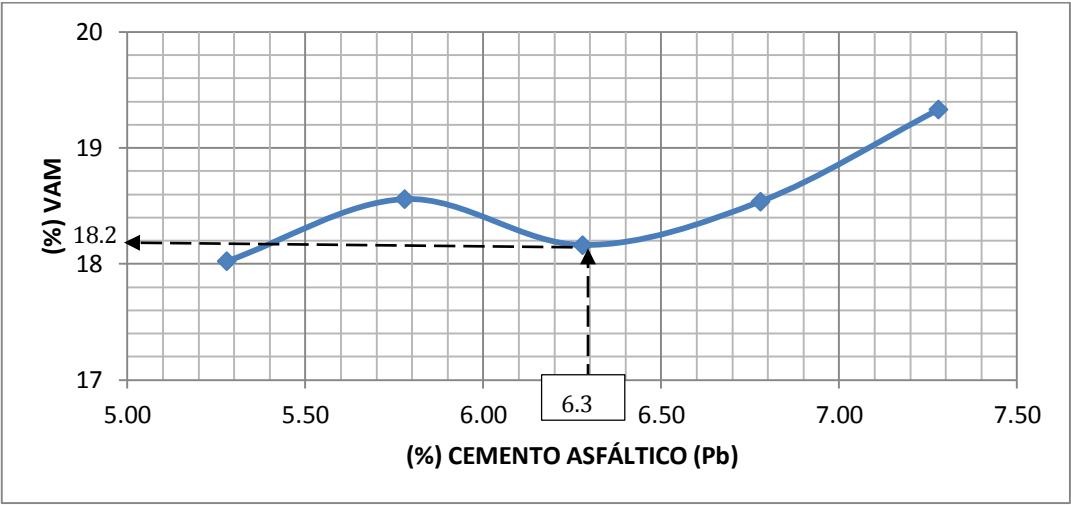


Ilustración N° 5-14. % Porcentaje de asfalto vs Porcentaje de vacíos rellenos de betún

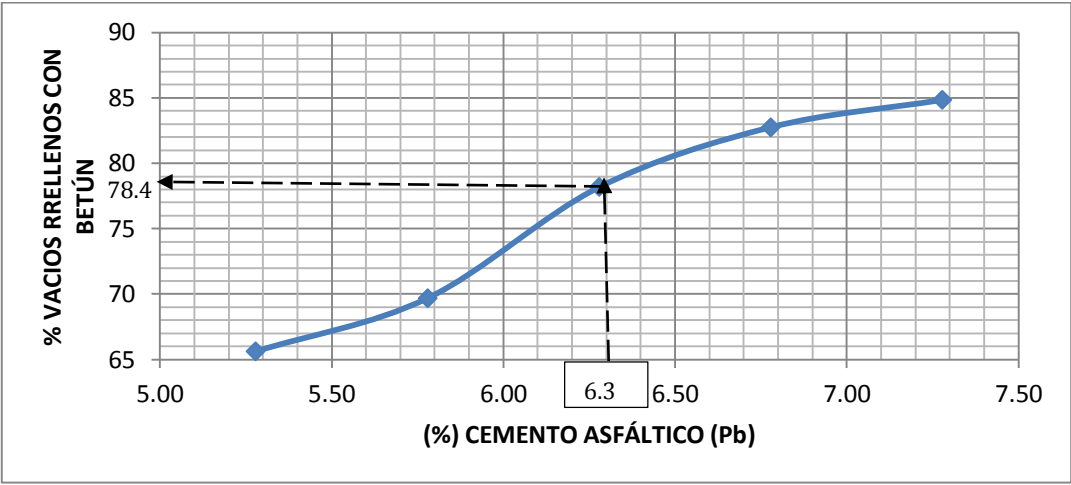


Ilustración N° 5-15. % Porcentaje de asfalto vs Estabilidad Marshall.

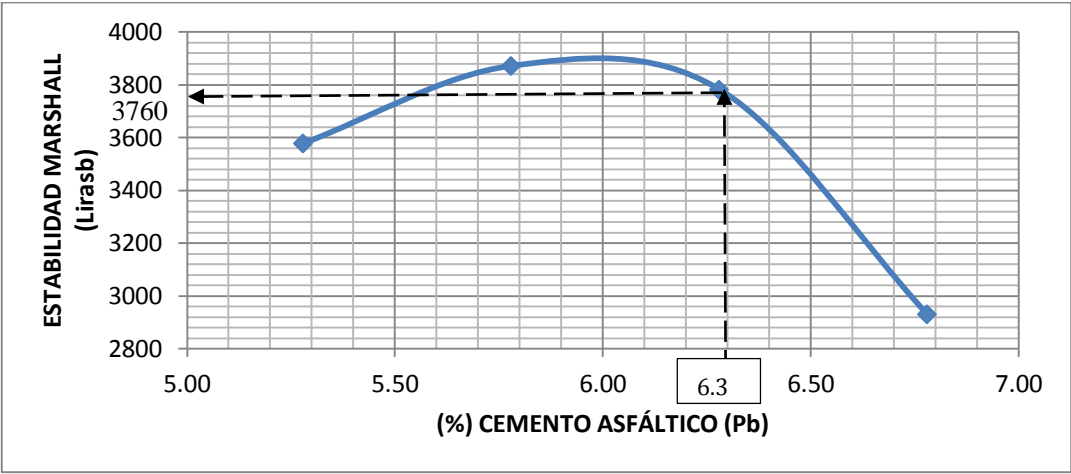
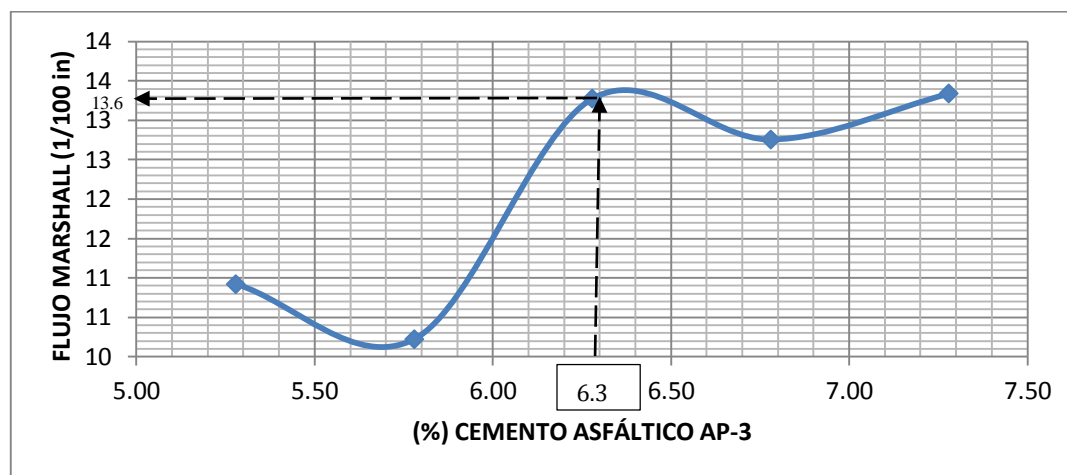


Ilustración N° 5-16. % Porcentaje de asfalto vs Flujo Marshall.



De las gráficas presentadas se tiene los siguientes resultados para un 6.3 % de asfalto.

Tabla N° 5-21. Resultados para 6.3 % Asfalto.

Propiedad	Valor	Especificación	Unidad
V _v	4.00	3 – 5	%
G _{mb}	2.287	-	adim
V _{AM}	18.2	≥11	%
V _v	78.4	-	%
Estabilidad	3760	≥ 2000	Lbs
Flujo	13.6	8 – 14	1 /100 in
Filler/Betún	0.85	0.8 – 1.2	Adim.

Fuente: Autores.

Formula Maestra. - La fórmula maestra expresa un como un porcentaje de cada material a ser empleado en la mezcla, tanto de agregados, como de asfalto.

El porcentaje de los agregados se obtiene de los porcentajes determinados en la mezcla de material (Para ajuste a una granulometría), con respecto a un total de 93.7% (Complemento para un porcentaje de asfalto de 6.3).

$$F.Maestra = 9.37\% \text{ Mat A} + 37.48\% \text{ Mat B} + 46.85\% \text{ Mat C} + 6,3\% \text{ Asfalto}$$

Donde:

Mat A: Material granular de partículas con tamaño máximo $\frac{3}{4}$ ''

Mat B: Material granular de partículas con tamaño máximo $\frac{1}{2}$ ''

Mat C: Material granular de partículas con tamaño máximo 4,75 mm (Tamiz N°4).

Las proporciones expresadas de cada material representan el porcentaje al peso que debe agregarse de cada material, con respecto al peso total de agregados que desea obtenerse, entonces la preparación de la mezcla asfáltica en caliente en Planta deberá realizarse con las proporciones determinadas en la formula maestra.

5.6. Diseño de mezcla para capa de rodadura rígida.

El igual que el diseño de la mezcla asfáltica, se determina las porciones de los agregados, así como del material ligante (cemento) y del agua, para alcanzar la resistencia requerida por la especificación MOP-001-F-2002.

5.6.1. Propiedades consideradas en el diseño de la mezcla.

5.6.1.1. Resistencia.

5.6.1.1.1. Resistencia especificada (f'_c).

La resistencia especificada es aquella con la que se realiza el cálculo de la estructura, la misma que se la evalúa mediante ASTM C-39, (Método de ensayo normalizado para

resistencia a la compresión de especímenes cilíndricos de concreto), con este ensayo obtendremos la resistencia a la compresión del hormigón (f'_c) expresada en unidades de esfuerzo (Kg/cm², MPa, o PSI), esta resistencia deberá cumplir con las especificaciones de las normativas vigentes.

5.6.1.1.2. Resistencia requerida (f'_{cr}).

Esta resistencia es la utilizada en laboratorio para determinar la dosificación de la mezcla de hormigón, esta resistencia es un tanto mayor a la especificada, con la finalidad de asegurar que se llegue o sobrepase el valor de resistencia especificada. En otras palabras, esta será la resistencia de diseño para la dosificación de la mezcla.

5.6.1.2. Trabajabilidad.

Se refiere a la capacidad que posee el hormigón en su estado fresco para ser mezclado, transportado, y colocado adecuadamente para eliminar el aire atrapado en el interior del mismo. Esta propiedad está directamente relacionada con la propiedad de resistencia, mientras más resistencia se desea alcanzar en un hormigón, este pierde trabajabilidad, lo cual debe ser considerado, ya que la baja trabajabilidad provoca que se incluya un mayor porcentaje de aire atrapado y esto afecta la resistencia.

Como se menciona mientras mayor sea la resistencia, menor la trabajabilidad, lo que significa una menor relación agua-cemento (a/c), entonces el factor primordial que modifica la trabajabilidad es la cantidad de agua en la mezcla, aunque también se ve

afectado por la granulometría, su forma y textura. Mientras mayor sea la relación a/c, es necesaria una granulometría más fina para obtener una trabajabilidad máxima.

Se han desarrollado ciertas pruebas para determinar indirectamente la trabajabilidad del hormigón, entre las siguientes:

5.6.1.2.1. Ensayo de Asentamiento.

Es el método más difundido, cuyo procedimiento está Normado en la ASTM C-143. El ensayo consiste en llenar un cono Truncado (30 cm de altura, 10 cm diámetro superior, 20 cm diámetro inferior) con hormigón en tres capas, cada capa debe compactarse 25 veces con una varilla lisa de 1.6 cm de diámetro, se nivela la superficie superior cuando se acaba de compactar la tercera capa. Finalizada la colocación y compactación se retira el molde verticalmente, y se mide el asentamiento del hormigón.

5.6.1. Especificaciones para el diseño de mezcla de hormigón.

La especificación MOP-001-F-2002 ha establecido algunos valores límite de características y control de mezclas de hormigón que serán usadas para la realización de una capa de rodadura rígida, así como a los materiales que serán usados para esta.

a) Resistencia.

La especificación MOP, ha establecido un valor de resistencia a compresión de 28MPa como mínimo para hormigones que serán usados en la elaboración de pavimentos, dicha resistencia será evaluada conforme a la normativa ASTM C-39, (Método de

ensayo normalizado para resistencia a la compresión de especímenes cilíndricos de concreto), por otro lado, como ya se dijo anteriormente por el caso de pavimentos la resistencia a la flexión también es importante para el diseño estructural de pavimentos, estableciendo un valor mínimo de 4MPa obtenido mediante los ensayos ASTM C-78 o ASTM C-293.

b) Materiales.

En cuanto a los agregados la especificación MOP, ha establecido un rango de valores para franjar granulométricas en las que los materiales granulares deberán encajar, adicionalmente estos deberán cumplir otras especificaciones que se han detallado en el capítulo V.

Por otro lado, el material ligante para pavimentos de hormigón, deberá ser cemento tipo Portland Tipo I o Tipo II (cemento de uso frecuente sin exigencias especiales y cemento para hormigones con una exposición moderada a sulfatos respectivamente).

c) Control de trabajabilidad en obra.

Este control en obra se lo realiza en estado fresco, mediante el cono de Abram (descrito en 5.6.1.3.2), con la finalidad de comprobar que el asentamiento seleccionado para el diseño sea el mismo en obra, el asentamiento está relacionado por un lado con la trabajabilidad, mientras que por otro lado el tener un asentamiento diferente al de diseño puede influir en la incorporación de aire en la mezcla haciéndola menos

resistente, esto debido a que la metodología de compactación o vibrado depende de la consistencia del hormigón.

5.6.2. Metodologías de diseño para mezcla de capa de rodadura rígida.

Se han desarrollado diversas metodologías de diseño, las metodologías más utilizadas están:

- Método ACI 211.1
- Método Fuller-Thompson.

La metodología propuesta por Fuller-Thomson difiere del Método ACI esencialmente por la verificación granulométrica de los materiales granulares utilizados.

5.6.2.1. Método ACI 211.1

5.6.2.1.1. Selección del asentamiento.

El primer paso para el diseño es la selección de la consistencia que tendrá la mezcla, la cual para el caso de pavimentos varios autores recomiendan una consistencia plástica-seca. El ACI 211.1 (Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete), recomienda asentamientos para diferentes tipos de hormigones.

Tabla N° 5-22. Recomendación de asentamiento para diferentes tipos de construcciones.

TIPO DE CONSTRUCCIÓN	Asentamiento (mm)	
	Máximo	Mínimo
Fundaciones, paredes, zapatas reforzadas y muros	80	20
Zapatas simples, Caissons y muros de subestructura	80	20
Losas, vigas y paredes reforzadas	100	20
Columnas de edificios	100	20
Pavimentos	80	20
Construcción en masa	50	20

Fuente: ACI 211.1 Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete, 2011.

5.6.2.1.2. Selección del tamaño máximo del agregado.

Para la selección del tamaño máximo del agregado para el diseño y elaboración de mezclas de hormigón, la normativa NEC-SE-HM-2015, indica que:

El tamaño máximo nominal de las partículas más grandes del árido grueso no debe ser mayor que:

- $1/3$ del espesor de la losa.
- $3/4$ del espaciamiento libre entre varillas o paquetes de varillas de acero de refuerzo, cables de pretensado o ductos embebidos.
- El recubrimiento de las varillas de acero de refuerzo.

Para el caso de pavimentos se debe realizar la selección con la primera de las condiciones. ($1/3$ del espesor de la losa).

5.6.2.1.3. Estimación del contenido de agua.

Una vez seleccionada el tamaño máximo nominal y el asentamiento para la mezcla, el ACI 211.1, Ha establecido la siguiente tabla para la estimación del contenido de agua para la mezcla, la misma que toma en cuenta los parámetros mencionados anteriormente (Tamaño máximo nominal y asentamiento).

Tabla N° 5-23. Cantidad de agua en función del asentamiento y tamaño máximo nominal del agregado.

Litros por m³ de hormigón								
	Tamaño máximo nominal del agregado							
Asentamiento	3/8	1/2	3/4	1	1 1/2	2	3	6
Sin inclusión de aire								
(2-5)cm	207	198	186	177	163	154	130	112
(8-10)cm	228	216	201	192	177	169	145	124
(15-18)cm	243	228	213	201	186	177	160	-
Cantidad aproximada de aire atrapado (%)	3.00	2.50	2.00	1.50	1.00	0.50	0.30	0.20
Con inclusión de aire								
(2-5)cm	207	198	186	177	163	154	130	112
(8-10)cm	228	216	201	192	177	169	145	124
(15-18)cm	243	228	213	201	186	177	160	-
Contenido de aire total promedio recomendado para el nivel de exposición (%)								
Leve	4.50	4.00	3.50	3.00	2.50	2.00	1.50	1.00
Moderada	6.00	5.50	5.00	4.50	4.50	4.00	3.50	3.00
Severa	7.50	7.00	6.00	6.00	5.50	5.00	4.50	4.00

Fuente: ACI 211.1 Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete, 2011.

5.6.2.1.4. Estimación del contenido de aire.

La estimación del contenido de aire es necesario debido a que este ayuda a la trabajabilidad de la mezcla, en la siguiente tabla se indica los valores de aire

recomendados de contenido de aire según el grado de exposición, presentados en la ACI 318 S-08.

Tabla N° 5-24. Cantidad aire para varios grados de exposición.

Agregado Grueso		Porcentaje promedio aproximado de aire atrapado	Porcentaje total de aire recomendado para los siguientes grados de exposición		
Pulg	mm		Suave	Mediano	Severo
3/8	9.51	3.0	4.5	6.0	7.5
1/2	12.5	2.5	4.0	5.5	7.0
3/4	19.1	2.0	3.5	5.0	6.0
1	25.4	1.5	3.0	4.5	6.0
1 1/2	38.1	1.0	2.5	4.5	5.5
2	50.8	0.5	2.0	4.0	5.0
3	76.1	3.0	1.5	3.5	4.5
6	152.4	2.0	1.0	3.0	4.0

Fuente: Tecnología del Concreto. Materiales, Propiedades y Diseño de Mezclas, Tomo1, Tercera Edición, p-189

5.6.2.1.5. Resistencia de diseño.

5.6.1.1.1. Resistencia a la compresión

Como se dijo anteriormente la resistencia especificada se evalúa mediante ensayos de compresión en especímenes de hormigón. Normalmente debido a diferentes factores, estas resistencias no son alcanzadas con exactitud, es por esta razón que para la dosificación para pavimentos se considera la resistencia de requerida (f'_{cr}), la cual garantiza que el valor de f'_c se cumpla.

La resistencia de diseño f'_{cr} se la puede obtener de dos diferentes métodos los cuales son:

a) Cuando se tiene registros de los ensayos de resistencia a la compresión de especímenes con iguales dosificaciones, para estos casos la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), ha establecido que la resistencia de diseño será el mayor valor obtenido con las siguientes ecuaciones:

✓ Para $f'c$ menores o iguales a 350 Kg/cm².

$$f'cr = f'c + 2.33 * \sigma_n - 35 \quad \left(\frac{Kg}{cm^2} \right) \quad (EC.V - 12)$$

$$f'cr = f'c + 1.34 * \sigma_n \quad \left(\frac{Kg}{cm^2} \right) \quad (EC.V - 13)$$

✓ Para $f'c$ mayores a 350 Kg/cm².

$$f'cr = 0.90 * f'c + 2.33 * \sigma_n \quad \left(\frac{Kg}{cm^2} \right) \quad (EC.V - 14)$$

$$f'cr = f'c + 1.34 * \sigma_n \quad \left(\frac{Kg}{cm^2} \right) \quad (EC.V - 15)$$

Donde:

$F'cr$ = Resistencia requerida

$F'c$ = Resistencia especificada

σ_n = Desviación estándar de la resistencia obtenida para especímenes ensayados a compresión con la misma dosificación y materiales.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), recomienda obtener el valor de la desviación estándar ensayando por lo menos 30 especímenes consecutivos, pero en el caso de tener registros de un numero diferente de especímenes consecutivos ensayados,

el código establece factores de modificación de desviación estándar, como se indica a continuación.

Tabla N° 5-25. Factor de Modificación de σ_n

Número de Ensayos consecutivos	Factor de Modificación de σ_n
< 15	Usar método (b)
15	1.16
20	1.08
25	1.03
30	1.00
>30	1.00

Nota: Se puede interpolar para números distintos de ensayos intermedios.

Fuente: NEC, Hormigón Armado, Ecuador, 2015.

b) Cuando no se tiene registros de los ensayos de resistencia a la compresión de especímenes, (es decir no se cuenta con datos para la desviación estándar).

$$\begin{aligned} \text{Si } f'c < 210 \left(\frac{Kg}{cm^2} \right) \quad f'cr \\ = f'c + 70 \left(\frac{Kg}{cm^2} \right) \quad (EC.V - 16) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Si } 210 \leq f'c \leq 350 \left(\frac{Kg}{cm^2} \right) \quad f'cr \\ = f'c + 85 \left(\frac{Kg}{cm^2} \right) \quad (EC.V - 17) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Si } 350 > f'c \left(\frac{Kg}{cm^2} \right) \quad f'cr \\ = 11 * f'c + 50 \left(\frac{Kg}{cm^2} \right) \quad (EC.V - 18) \end{aligned}$$

Debido a que los valores de Resistencia Requerida (f'_{cr}) obtenidas con las Ecuaciones EC.V-16,17,18, son demasiado conservadores es recomendable obtener la Resistencia requerida con la ecuaciones que involucran la desviación estándar , adoptando los valores de desviación estándar (σ_n) máximos recomendados. (Ver Sección 5.6.2.1.).

5.6.2.1.6. Relación agua-cemento (a/c).

La relación agua-cemento es uno de los parámetros más influyentes en el diseño de mezclas de hormigón, ya que este guarda relación con la resistencia, el ACI 211.1 ha propuesto una relación agua/cemento tomando en cuenta la resistencia a la compresión requerida a los 28 días.

Tabla N° 5-26. Relación Agua-Cemento en función a la resistencia a la compresión.

Resistencia a la compresión a los 28 días en Kg/cm2 (Psi)	Relación Agua-Cemento (a/c)	
	Sin inclusión de aire	Con inclusión de aire
175 (2 500)	0.65	0.56
210 (3 000)	0.58	0.50
245 (3 500)	0.52	0.46
280 (4000)	0.47	0.42
315 (4 500)	0.43	0.38
350 (5 000)	0.40	0.35

Fuente: Tecnología del Concreto. Materiales, Propiedades y Diseño de Mezclas, Tomo1, Tercera Edición, p-189

5.6.2.1.7. Cálculo del contenido de cemento.

Una vez seleccionado la cantidad de agua en litros por metro cubico de mezcla, y mediante la relación agua/cemento seleccionada para una determinada resistencia, se procederá al cálculo de la cantidad de cemento.

$$C = \frac{a}{(a/c)}$$

Donde:

C: Cantidad de cemento por m³ de hormigón.

a: Contenido de agua estimado por m³ (ver Tabla N° V – 23).

(a/c): Relación agua-cemento (ver Tabla N° V – 26)

5.6.2.1.8. Proporciones de agregados.

La especificación ASTM C-33 la cual se presenta a posteriormente, define límites de granulometría que debe satisfacer el agregado.

Es decir que si el árido grueso, como el árido fino satisfacen los rangos definidos para la granulometría queda definir la cantidad de material que cada agregado aportará a la mezcla.

A continuación, se indican los valores límites de granulometría, tanto para el árido grueso como árido fino.

Tabla N° 5-27. Valores límites de granulometría del agregado grueso.

Tamiz INEN Abertura Cuadrada (mm)	Tamiz ASTM	Porcentaje en Masa que debe pasar los tamices INEN, para considerarse como agregado de Grado:									
		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
		90.50 - 38.10	64.00 - 38.10	50.80 - 4.76	38.10 - 4.76	25.40 - 4.76	19.00 - 4.76	12.70 - 4.76	9.51 - 2.38	50.80 - 25.40	38.10 - 19.00
106		100									
90		90-100									
75	3"		100								
63	2 1/4"	25-60	90-100	100							
53			35-70	95-100	100					100	
37.5	1 1/2"	0-15	0-15		95-100	100				90-100	100
26.5				35-70		95-100	100			35-70	90-100
19	3/4"	0-5	0-5		35-70		90-100	100		0-15	20-55
13.2				oct-30		35-70		90-100	100		0-15
9.5	3/8"				oct-30		20-55	40-70	85-100	0-5	
4.75	N°4			0-5		oct-30	0-10	0-15	oct-30		0-5
2.36	N°8				0-5	0-5	0-5	0-5	0-10		

Fuente: Ministerio de transporte y obra públicas MTOP, 2002.

Tabla N° 5-28. Valores límites de granulometría del agregado fino.

Tamiz		% Pasa	
mm	pulg	Límite Inferior	Límite Superior
9.51	3/8	100	100
4.76	N° 4	95	100
2.38	N° 8	80	100
1.19	N° 16	50	85
0.595	N° 30	25	60
0.297	N° 50	10	30
0.149	N° 100	2	10

Fuente: Tecnología del Concreto. Materiales, Propiedades y Diseño de Mezclas, Tomo1, Tercera Edición, p-195

Los módulos de finura del agregado (MF) se lo obtiene conforme a la normativa ASTM C-125 (Terminología estándar relacionada con concreto y agregados de concreto), la cual establece que se calcula mediante la sumatoria de los porcentajes de masa retenida

acumulada en los tamices; 6'' - 3'' - 1 1/2'' - 3/8'' - 3/4'' - 3/8'' - N°4 - N°8 - N°16 - N°30 - N°50 - N°100 dividido entre 100.

MF

$$= \frac{\sum (6'' + 3'' + 1 1/2'' + 3/8'' + 3/4'' + 3/8'' + N^{\circ}4 + N^{\circ}8 + N^{\circ}16 + N^{\circ}30 + N^{\circ}50 + N^{\circ}100)}{100}$$

5.6.2.1.9. Dosificación por volumen.

Finalizada la determinación de la cantidad de todos los materiales (Árido grueso, árido fino, cantidad de agua, cantidad de cemento) se realiza la dosificación de los materiales por unidad de volumen, La dosificación se realiza considerando como unidad de volumen, un metro cúbico, entonces se tiene:

5.6.2.1.10. Volumen Absoluto del cemento.

El volumen absoluto del cemento (V_c) se obtiene de la relación entre la masa del cemento (W_c) y su peso específico (γ_c), así:

$$V_c = \frac{W_c}{\gamma_c} \quad (EC.V - 16)$$

Donde:

$V_c =$ *Volumen absoluto del cemento*

$W_c =$ *Masa total de cemento empleada en 1 m³ de Hormigón*

$\gamma_c =$ *Peso Específico del cemento Portland igual a 3100 Kg/m³*

5.6.2.1.11. Volumen Absoluto de agua.

El volumen absoluto del cemento (V_w) se obtiene de la relación entre la masa del cemento (W_w) y su peso específico (γ_w), así:

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w} \quad (EC.V - 17)$$

Donde:

V_w = Volumen absoluto de agua

W_c = Masa total de agua empleada en 1 m³ de Hormigón

γ_w = Peso específico del agua igual a 1000 Kg/m³

5.6.2.1.12. Volumen Absoluto del agregado.

El volumen absoluto del agregado (V_{ag}) constituye el porcentaje tanto para el agregado fino como para el agregado grueso, se lo obtiene de la siguiente ecuación:

$$V_{AG} = 1.0 (m^3) - V_c - V_w - V_A \quad (EC.V - 18)$$

Donde:

V_{AG} = Volumen de Agregados en la mezcla, para un m³.

V_c = Volumen absoluto de cemento

V_w = Volumen absoluto de agua

$V_A = \text{Volumen absoluto de aire considerado como un \% del volumen}$

Entonces teniéndose el volumen total de agregado, lo que queda es obtener el volumen parcial de cada agregado utilizado en la mezcla.

El volumen del Agregado grueso se determina de la siguiente manera:

$$V'_{A \text{ Grueso}} = \frac{MUC}{\gamma_A} \quad (EC.V - 19)$$

Donde:

$V'_{A \text{ GRUESO}} = \text{Volumen de agregado grueso, por metro cúbico de agregado .}$

$MUC = \text{Masa unitaria Compactada.}$

$\gamma_A = \text{Densidad aparente del agregado grueso.}$

Obtenido el volumen de agregado por metro cúbico de agregado, se procede a determinar el volumen de agregado grueso por metro cúbico de hormigón, con la siguiente ecuación:

$$V_{A \text{ GRUESO}} = \left(\frac{b}{b_o} \right) * V'_{A \text{ Grueso}} \quad (EC.V - 20)$$

Donde:

$V_{A \text{ GRUESO}} = \text{Volumen de agregado grueso, por metro cúbico de hormigón .}$

$b/b_o = \text{Volumen de agregado grueso seco por unidad de volumen de concreto}$

Tabla N° 5-29. Volumen de agregado grueso por volumen de concreto (b/bo).

Tamaño Máximo nominal de los agregados		Volumen de agregado grueso por volumen de concreto para diferentes módulos de finura			
		Módulo de finura			
Pulg	mm	2.4	2.6	2.8	3
3/8	9.51	0.50	0.48	0.46	0.44
1/2	12.5	0.59	0.57	0.55	0.53
3/4	19.1	0.66	0.64	0.62	0.60
1	25.4	0.71	0.69	0.67	0.65
1 1/2	38.1	0.75	0.73	0.71	0.69
2	50.8	0.78	0.76	0.74	0.72
3	76.1	0.82	0.80	0.78	0.76
6	152.4	0.87	0.85	0.83	0.81

Fuente: Tecnología del Concreto. Materiales, Propiedades y Diseño de Mezclas, Tomo1, Tercera Edición, p-196

Entonces obteniendo el valor de Volumen de agregado grueso por Volumen de concreto según la EC. V-20 se debe multiplicar por la unidad de volumen de hormigón considerada (m³, en concordancia con la EC. V-18), y se obtiene entonces el volumen de agregado grueso en m³. Como se mencionó con la EC. V-18 se obtiene el volumen total de agregado en la mezcla, entonces el agregado fino se obtiene de la siguiente ecuación:

$$V_{A\text{ FINO}} = V_{AG} - V_{A\text{ GRUESO}} \quad (EC.V - 21)$$

Finalizado la dosificación por volumen se procede a la corrección de cantidades debido al contenido de humedad natural de cada agregado utilizado en la mezcla, corrección que se realiza empleando las masas de cada agregado, que se obtienen con las siguientes ecuaciones:

$$W_{AG1} = V_{AG1} * \gamma_{SSS\ AG1} \quad (EC.V - 22A)$$

$$W_{AG2} = V_{AG2} * \gamma_{SSS\ AG2} \quad (EC.V - 22B)$$

Donde:

W_{AG1} = Masa del agregado 1 (A Grueso), utilizada en 1 m³ de hormigón

$\gamma_{SSS\ AG1}$ = Peso específico Saturado con Superficie Seca del agregado 1

W_{AG2} = Masa del agregado 2 (A Fino), utilizada en 1 m³ de hormigón

$\gamma_{SSS\ AG2}$ = Peso específico Saturado con Superficie Seca del agregado 2.

5.6.2.1.13. Ajuste de mezcla por humedad de agregado.

Debido a que la dosificación obtenida en el punto anterior esta dado para los agregados en estado seco, esta dosificación de los agregados debe ser corregida puesto que estos tienen un contenido de humedad en estado natural (%W), esto se lo realiza mediante la siguiente ecuación.

$$W_{corregido} = W_{seco} * \frac{100 + \%w}{100 + Abs} \quad (EC.V - 23)$$

Donde:

$W_{corregido}$: Peso del agregado con su contenido de humedad natural.

W_{seco} : Peso seco del agregado, peso considerado en el diseño.

%w: Contenido de humedad del agregado (ASTM D-2216)

Abs: Absorción del agregado (ASTM C-137 y ASTM C 138)

Ahora como el agregado tiene un contenido de humedad (agua) natural, a cantidad de agua usada en la dosificación deberá ser corregida mediante la siguiente ecuación.

$$A_{\text{corregida}} = A + (W_{\text{corregido}} - W_{\text{seco}})_{\text{Agr.Fino}} + (W_{\text{corregido}} - W_{\text{seco}})_{\text{Agr.Grueso}}$$

EC.V – 24)

5.6.2.2. Método Fuller-Thompson.

Como se mencionó anteriormente esta metodología se aplica cuando la Granulometría de los materiales no cumple la Especificación ASTM C-33. Es decir que los parámetros de diseño como lo son:

- Selección del asentamiento.
- Selección del tamaño máximo del agregado.
- Estimación del contenido de agua.
- Estimación del contenido de aire.
- Relación agua-cemento (a/c).

Seguirán el mismo procedimiento que el desarrollado en la Metodología ACI 211.1

5.6.2.2.1. Proporciones de agregados.

La granulometría no cumple la normativa ASTM C-33 se puede ajustar conforme a la ecuación Fuller-Thomson, la cual además se utiliza en las siguientes condiciones:

- Estructura no es fuertemente armada (caso de pavimentos)
- Cantidad de cemento por metro cubico es mayor a 350 Kg (hormigones de alta resistencia).

La curva Propuesta por Fuller-Thompson representa una granulometría ideal, muy difícil de conseguir con la mezcla de materiales, la curva granulométrica obedece a la siguiente ecuación.

$$P = \sqrt{\frac{d}{D}} * 100\% \quad (EC.V - 25)$$

Donde:

P: % de agregado de la mezcla que pasa por el tamiz d

d: Tamaño de tamiz de referencia.

D: Tamaño máximo del agregado.

Los valores que obedecen a la Ecuación EC. V-25 son los indicados en la siguiente tabla.

Tabla N° 5-30. Granulometría Ideal, para diferentes tamaños máximos de agregado según Fuller y Thompson.

d	Valores de tamaño máximo del agregado (D)					
	(12.700mm)	(19.050mm)	(25.400mm)	(38.100mm)	(50.800mm)	(63.500mm)
	1/2	3/4	1	1 1/2	2	2 1/2
2 1/2 (63.500mm)	--	--	--	--	--	100%
2 (50.800mm)	--	--	--	--	100%	89%
1 1/2 (38.100mm)	--	--	--	100%	87%	77%
1 (25.400mm)	--	--	100%	82%	71%	63%
3/4 (19.050mm)	--	100%	87%	71%	61%	55%
1/2 (12.700mm)	100%	82%	71%	58%	50%	45%
3/8 (9.525mm)	87%	71%	61%	50%	43%	39%
N°4 (4.750mm)	61%	50%	43%	35%	31%	27%
N°8 (2.360mm)	43%	35%	30%	25%	22%	19%
N°16 (1.180mm)	30%	25%	22%	18%	15%	14%
N°30 (0.595mm)	22%	18%	15%	12%	11%	10%
N°50 (0.297mm)	15%	12%	11%	9%	8%	7%
N°100 (0.149mm)	11%	9%	8%	6%	5%	5%
N°200 (0.074mm)	8%	6%	5%	4%	4%	3%

Fuente: Guía práctica para el diseño de mezclas de hormigón, Orlando Bolívar, Colombia, 1987.

El ajuste se lo puede realizar mediante tanteos, o mediante el método matemático considerando módulos de finura del agregado (MF) y de la curva de Fuller y Thomson (MFF), mediante los cuales se obtiene el porcentaje de agregados (t) a utilizar para que la mezcla se ajuste lo más cercano posible a la propuesta por Fuller y Thomson mediante las siguientes ecuaciones:

Ecuación	N°
$t_1 + t_2 + t_3 + \dots + t_{n-1} = 100 * \frac{MF_n - MFF_n}{MF_n - MFF_{n-1}}$	26
$t_1 + t_2 + t_3 + \dots + t_{n-2} = \left(\sum_i^{n-1} t_i \right) * \frac{MF_{n-1} - MFF_{n-1}}{MF_{n-1} - MFF_{n-2}}$ \vdots $t_1 = (t_1 + t_2) \frac{MF_2 - MFF_2}{MF_2 - MFF_1}$	27
$t_n = 100 - (t_1 + t_2 + t_3 + \dots + t_{n-1})$	28

Nota: Con las ecuaciones anteriores se obtendrá un sistema de ecuaciones, en el cual con ayuda de la ecuación (Ec. V-19) se desarrollará un numero de ecuaciones igual a (n-2), que complementados con las ecuaciones (Ec.V. 18 y Ec.V. 20) se obtiene un sistema de ecuaciones determinado.

Los módulos de finura del agregado y de la curva de Thomson y Fuller (MF y MFF respectivamente) se lo obtiene conforme a la normativa ASTM C-125 (Terminología estándar relacionada con concreto y agregados de concreto), la cual establece que se calcula mediante la sumatoria de los porcentajes de masa retenida acumulada en los tamices; 6'' - 3'' - 1 1/2'' - 3/8'' - 3/4'' - 3/8'' - N°4 - N°8 - N°16 - N°30 - N°50 - N°100 dividido entre 100.

MF

$$= \frac{\sum (6'' + 3'' + 1 1/2'' + 3/8'' + 3/4'' + 3/8'' + N^{\circ}4 + N^{\circ}8 + N^{\circ}16 + N^{\circ}30 + N^{\circ}50 + N^{\circ}100)}{100}$$

Investigaciones realizadas en base a ensayos sobre muestras para estudio de la metodología Fuller-Thomson han obtenido un rango granulométrico dentro del cual las muestras presentan adecuadas condiciones de manejabilidad, con el mínimo de huecos posibles, la granulometría límite es la que se presenta a continuación:

Tabla N° 5-31. Granulometría para diferentes tamaños máximos de agregado según Fuller y Thompson.

TAMIZ		Valores de tamaño máximo del agregado (D)								
		(9.51 mm)	(12.7 mm)	(19.05 mm)	(25.4 mm)	(38.1 mm)	(50.8 mm)	(63.5 mm)	(76.1 mm)	(90.6 mm)
		3/8	1/2	3/4	1	1 1/2	2	2 1/2	3	3 1/2
3 1/2	(90.600mm)	--	--	--	--	--	--	--	--	100
3	(76.100mm)	--	--	--	--	--	--	--	100	91 - 94
2 1/2	(63.500mm)	--	--	--	--	--	--	100	91 - 94	83 - 89
2	(50.800mm)	--	--	--	--	--	100	88 - 92	80 - 87	73 - 82
1 1/2	(38.100mm)	--	--	--	--	100	85 - 90	75 - 83	68 - 78	62 - 74
1	(25.400mm)	--	--	--	100	80 - 87	68 - 78	60 - 72	55 - 68	50 - 64
3/4	(19.050mm)	--	--	100	85 - 90	68 - 78	58 - 71	51 - 65	47 - 62	42 - 58
1/2	(12.700mm)	--	100	80 - 87	68 - 78	55 - 68	47 - 62	41 - 57	37 - 53	34 - 50
3/8	(9.525mm)	100	85 - 90	68 - 78	58 - 71	47 - 62	40 - 56	35 - 51	32 - 48	29 - 45
N°4	(4.750mm)	68 - 78	58 - 71	47 - 62	40 - 56	32 - 48	27 - 44	24 - 40	22 - 38	20 - 36
N°8	(2.360mm)	46 - 61	40 - 55	32 - 48	27 - 44	22 - 38	18 - 34	16 - 32	15 - 30	13 - 28
N°16	(1.180mm)	32 - 48	27 - 44	22 - 38	18 - 34	15 - 30	13 - 27	11 - 25	10 - 23	9 - 22
N°30	(0.595mm)	22 - 38	19 - 34	15 - 30	13 - 27	10 - 23	9 - 21	8 - 20	7 - 18	6 - 17
N°50	(0.297mm)	15 - 30	13 - 27	10 - 23	9 - 21	7 - 18	8 - 17	5 - 15	4 - 14	4 - 14
N°100	(0.149mm)	10 - 23	9 - 21	7 - 18	6 - 17	5 - 14	4 - 13	4 - 12	3 - 11	3 - 11

Fuente: Tecnología del Concreto. Materiales, Propiedades y Diseño de Mezclas, Tomo1, Tercera Edición, p-199

5.6.2.2.2. Dosificación por volumen.

Finalizada la determinación de la cantidad de todos los materiales (Árido grueso, árido fino, cantidad de agua, cantidad de cemento) se realiza la dosificación de los materiales por unidad de volumen, La dosificación se realiza considerando como unidad de volumen, un metro cúbico, entonces se tiene:

5.6.2.2.3. Volumen Absoluto del cemento.

El volumen absoluto del cemento (V_c) se obtiene de la relación entre la masa del cemento (W_c) y su peso específico (γ_c), así:

$$V_c = \frac{W_c}{\gamma_c}$$

Donde:

$V_c = \text{Volumen absoluto del cemento}$

$W_c = \text{Masa total de cemento empleada en } 1 \text{ m}^3 \text{ de Hormigón}$

$\gamma_c = \text{Peso Específico del cemento Portland igual a } 3100 \text{ Kg/m}^3$

5.6.2.2.4. Volumen Absoluto de agua.

El volumen absoluto del cemento (V_w) se obtiene de la relación entre la masa del cemento (W_w) y su peso específico (γ_w), así:

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w}$$

Donde:

$V_w = \text{Volumen absoluto de agua}$

$W_C = \text{Masa total de agua empleada en } 1 \text{ m}^3 \text{ de Hormigón}$

$\gamma_W = \text{Peso específico del agua igual a } 1000 \text{ Kg/m}^3$

5.6.2.2.5. Volumen Absoluto del agregado.

El volumen absoluto del agregado (V_a) constituye el porcentaje tanto para el agregado fino como para el agregado grueso, se lo obtiene de la siguiente ecuación:

$$V_{AG} = 1.0 \text{ (m}^3\text{)} - V_C - V_W - V_A$$

Donde:

$V_{AG} = \text{Volumen de Agregados en la mezcla, para un m}^3\text{.}$

$V_C = \text{Volumen absoluto de cemento}$

$V_W = \text{Volumen absoluto de agua}$

V_A

$= \text{Volumen absoluto de aire, considerado como un porcentaje del volumen.}$

Entonces teniéndose el volumen total de agregado, lo que queda es obtener el volumen parcial de cada agregado utilizado en la mezcla, utilizando las siguientes ecuaciones.

$$V_{AG1} = t_1 * V_{AG}$$

$$V_{AG2} = t_2 * V_{AG}$$

Donde:

V_{AG1} = Volumen de agregado 1, utilizaod en 1 m³ de hormigón

t_1 = Porcentaje del agregado número 1 utilizado en la mezcla

V_{AG2} = Volumen del agregado 1, utilizaod en 1 m³ de hormigón

t_2 = Porcentaje del agregado número 2 utilizado en la mezcla

De tenerse más agregados utilizados en la mezcla simplemente se emplea la misma metodología, el volumen de cada agregado es igual al volumen total de agregado afectado por cada porcentaje empleado en la mezcla, donde obviamente ($t_1 + t_2 + \dots + t_n = 100\%$), siendo (n) el número de agregados utilizados.

Finalizado la dosificación por volumen se procede a la corrección de cantidades debido al contenido de humedad natural de cada agregado utilizado en la mezcla, corrección que se realiza empleando las masas de cada agregado, que se obtienen con las siguientes ecuaciones:

$$W_{AG1} = V_{AG1} * \gamma_{SSS\ AG1}$$

$$W_{AG2} = V_{AG2} * \gamma_{SSS\ AG2}$$

Donde:

W_{AG1} = Masa del agregado 1, utilizada en 1 m³ de hormigón

$\gamma_{SSS\ AG1}$ = Peso específico Saturado con Superficie Seca del agregado 1

W_{AG2} = Masa del agregado 2, utilizada en 1 m³ de hormigón

$\gamma_{SSS\ AG2}$ = Peso específico Saturado con Superficie Seca del agregado 2

De igual manera de tenerse mayor número de agregados, el procedimiento de cálculo de las masas de cada agregado es similar.

5.6.2.2.6. Ajuste de mezcla por humedad de agregado.

Debido a que la dosificación obtenida en el punto anterior esta dado para los agregados en estado seco, esta dosificación de los agregados debe ser corregida puesto que estos tienen un contenido de humedad en estado natural (%W), esto se lo realiza mediante la siguiente ecuación.

$$W_{corregido} = W_{seco} * \frac{100 + \%w}{100 + Abs}$$

Donde:

$W_{corregido}$: Peso del agregado con su contenido de humedad natural.

W_{seco} : Peso seco del agregado, peso considerado en el diseño.

%w: Contenido de humedad del agregado (ASTM D-2216)

Abs: Absorción del agregado (ASTM C-137 y ASTM C 138)

Ahora como el agregado tiene un contenido de humedad (agua) natural, a cantidad de agua usada en la dosificación deberá ser corregida mediante la siguiente ecuación.

$$A_{corregida} = A + (W_{corregido} - W_{seco})_{Agr.Fino} + (W_{corregido} - W_{seco})_{Agr.Grueso}$$

5.6.2. Control de calidad del hormigón.

5.6.2.1. Resistencia a la compresión.

La normativa NTE INEN 1855-2 establece que la desviación estándar de las muestras obtenidas en campo dependiendo de las condiciones del hormigón hecho en obra puede tener como valores máximos los siguientes:

- **Condiciones muy buenas.** – En este caso se permite una desviación estándar máxima de 3,0 MPa para resistencia a la compresión.
- **Condiciones buenas.** – Para condiciones de hormigón hecho en obra buenas se permite una desviación estándar máxima de 4,0 MPa para resistencia a la compresión.
- **Condiciones mínimas.** – En este caso se permite una desviación estándar máxima de 5,0 MPa para resistencia a la compresión.

5.6.2.2. Resistencia a la flexión.

Además de la resistencia a la compresión de las probetas de hormigón en el diseño estructural de pavimentos rígidos, es importante la determinación de la resistencia del hormigón a la flexión, la cual es expresada mediante el Modulo de Rotura (MR), este parámetro será determinado mediante el ensayo ASTM C-78 (Método de prueba estándar para la resistencia a la flexión del concreto, utilizando viga simple con carga en los puntos tercios), o ASTM C-293 (Método de prueba estándar para la resistencia a la flexión del concreto, utilizando viga simple con carga en el punto medio)

A pesar de que la resistencia a la flexión no es considerada para el diseño de mezclas de hormigón, esta es una propiedad importante para el diseño estructural de una carretera.

Existe muchos autores que relacionan el módulo de rotura (MR) con la resistencia a la compresión (f'_c), pero ninguno es totalmente acertado, ya que esta resistencia (MR) puede variar entre un 10 al 20% del f'_c . Normalmente se expresa dicha correlación mediante la ecuación.

$$MR = k * \sqrt{f'_c} \quad \left(\frac{Kg}{cm^2} \right) \quad (EC.V - 16)$$

Donde; f'_c se expresa en Kg/cm², y el coeficiente k dependerá del material grueso utilizado en la mezcla (volumen, calidad, dimensiones y textura). El código ACI 211.1 establece un rango de valores de k entre 1.9887 y 3.1819, recomendando el valor de $k=3.1023$ para el cálculo del MR (Kg/cm²)

Pese a tener un valor recomendado por el ACI, una correlación acertada es obtenida mediante ensayos de laboratorio realizados a especímenes de hormigón para un diseño de mezcla y material dado.

5.6.2.3. Corrección por asentamiento.

En algunos casos el asentamiento medido en obra no cumple con el contemplado para el diseño, es decir no cumple con los requisitos de trabajabilidad. En estos casos es necesario realizar una corrección.

Para realizar la corrección es recomendable añadir 4 +/- 1 litro de agua por cada metro cubico para modificar el asentamiento en 1cm, registrando el valor de la nueva cantidad de agua (W').

Obtenido este valor se procede a determinar el rendimiento de la mezcla mediante la siguiente ecuación.

$$R = \frac{W' + C + W_{AF} + W_{AG}}{\gamma_{H.Fresco}}$$

Donde:

W': cantidad total de agua de la nueva dosificación.

C: Cantidad de cemento en la mezcla.

W_{AF}: Cantidad de agregado fino en la mezcla

W_{AG}: Cantidad de agregado grueso en la mezcla

$\gamma_{H.Fresco}$: Densidad de hormigón en estado fresco.

Luego se procederá al cálculo de la nueva cantidad de los materiales.

✓ **Nueva cantidad de agua.**

$$W_2 = \frac{W'}{R}$$

✓ **Nueva cantidad de cemento.**

$$C_2 = \frac{W_2}{A/C}$$

- ✓ **Nueva cantidad de agregado grueso.**

$$G_2 = \frac{W_{AG} * V_i}{R}$$

Donde:

Vi: Volumen inicial de la mezcla.

- ✓ **Nueva cantidad de agregado fino.**

$$F_2 = \gamma_{H.Fresco} - G_2 - C_2 - W_2$$

5.6.3. Ejemplo dosificación para mezclas de hormigón.

a) Información preliminar (Datos de entrada).

- Propiedades de diseño para la mezcla.

Resistencia especificada ($f'c$). –La resistencia a la compresión especificada para el diseño de la mezcla de hormigón a ser utilizado en pavimentos rígido es de 280 Kg/cm².

Desviación estándar (σ_n). –El análisis estadístico del registro de ensayos (Ensayos de compresión simple para determinación de $f'c$) realizados a muestras tomadas en obra concluyen que la desviación estándar es de 25 Kg/cm² con respecto a la resistencia especificada. Estos datos fueron obtenidos para una mezcla de hormigón preparada con los agregados de las siguientes características:

Tabla N° 5-32. Propiedades físicas de materiales utilizados.

Parámetros	A. Grueso	A. Fino	Unidad
Contenido de humedad	1.89	5.20	%
Peso Unitario Suelto	1404.00	1352.40	Kg/m3
Peso Unitario Compactado	1480.50	1528.50	Kg/m3
Peso Específico S.S.S.	2463.10	2374.20	Kg/m3
Porcentaje de absorción	3.40	6.90	%
Porcentaje de abrasión	28.80	-	%

Fuente: Los autores.

La granulometría de los materiales a utilizarse son los siguientes:

Tabla N° 5-33. Granulometrías de los materiales utilizados.

TAMIZ	ABERTURA (mm)	ÁRIDO	
		GRUESO	FINO
		% PASA	% PASA
1 1/2"	38.1	100	100
1"	25.4	74.91	100
3/4"	19.1	61.27	100
1/2"	12.7	41.34	100
3/8"	9.52	22.32	100
4	4.76	5.19	92.27
8	2.38	3.27	75.66
16	1.19	2.35	56.72
30	0.59	1.41	40.56
50	0.297	1.02	25.16
100	0.149	0.75	13.61
200	0.074	0.66	5.77

Fuente: Los autores.

b) Selección del Asentamiento.

La selección del asentamiento dependerá del tipo de construcción, El ACI recomienda valores límites, el cual al tratarse de pavimentos el valor mínimo es de 20 mm, y máximo de 80 mm.

$$\text{Asentamiento} = 80 \text{ mm}$$

c) Selección del tamaño máximo del agregado.

Como se trata de pavimentos, el tamaño máximo del agregado será igual a 1/3 del espesor de la losa, considerando una losa de 20 cm de espesor, el tamaño máximo del agregado es de 6.3 cm.

Según la granulometría del material que se va a utilizar el tamaño máximo del agregado es de 1 ½'' (3.81).

d) Estimación del contenido de agua.

El contenido de agua (Tabla N° 5-23) estimado para un tamaño máxima del agregado de 1 ½'' y un asentamiento de 8 cm, el agua considerada es de:

$$\text{Cantidad de agua} = 177 \text{ lts}/\text{m}^3$$

En cuanto al contenido de aire (Tabla N° 5-24) para un nivel de exposición leve es de:

$$\text{Contenido de aire atrapado} = 2.50 \%$$

e) Resistencia requerida.

Para este caso al poseer información sobre la desviación estándar (σ_n) la resistencia requerida (f'_{cr}) será el mayor el valor obtenido entre las ecuaciones EC. V-12, EC. V-13 detalladas a continuación:

$$f'_{cr} = f'_c + 2.33 * \sigma_n - 35$$

$$f'_{cr} = 280 + 2.33 * 25 - 35$$

$$f'_{cr} = 303.25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_{cr} = f'_c + 1.34 * \sigma_n$$

$$f'_{cr} = 280 + 1.34 * 25$$

$$f'_{cr} = 313.50 \text{ Kg/cm}^2$$

Entonces la resistencia de requerida (F'_{cr}) es:

$$f'_{cr} = 314 \text{ Kg/cm}^2$$

f) Relación agua/cemento.

La asociación Colombiana de Productores de Concreto - ASOCRETO recomienda valores en función de la resistencia a la compresión deseada, como se detalló en la Tabla N° 5-26, y para el caso un hormigón de 280 Kg/cm², y sin inclusión de aire el valor es de:

$$\frac{a}{c} = 0.47$$

g) Cálculo de contenido de cemento.

Se obtiene empleando la ecuación que se detalla a continuación:

$$C = \frac{a}{(a/c)}$$

$$C = \frac{177 \text{ lts}/m^3}{0.47}$$

$$C = 376.6 \text{ Kg}/m^3$$

h) Proporciones de agregados.

Para determinar que metodología utilizar en el cálculo de las proporciones de agregados se debe primero proceder a comparar la granulometría de los materiales, con la granulometría de la normativa ASTM C-33, lo cual se procede a detallar en la siguiente continuación.

Tabla N° 5-34. Comparación granulometrías de los materiales con granulometría de ASTM C-33.

TAMIZ		ARIDO GRUESO				ARIDO FINO			
Pulg	mm	% PASA	Esp C-33		Verificación	% PASA	Esp C-33		Verificación
1 1/2"	38.1	100	-	-	-	100	-	-	-
1"	25.4	74.91	100	100	MAL	100	-	-	-
3/4"	19.1	61.27	90	100	MAL	100	-	-	-
1/2"	12.7	41.34	-	-	-	100	-	-	-
3/8"	9.52	22.32	20	55	OK	100	100	100	OK
4	4.76	5.19	0	10	OK	92.27	95	100	MAL
8	2.38	3.27	0	5	OK	75.66	80	100	MAL
16	1.19	2.35	-	-	-	56.72	50	85	OK
30	0.59	1.41	-	-	-	40.56	25	60	OK
50	0.297	1.02	-	-	-	25.16	10	30	OK
100	0.149	0.75	-	-	-	13.61	2	10	MAL
200	0.074	0.66	-	-	-	5.77	-	-	-

Fuente: Los autores.

Como se observa la granulometría de los materiales no satisface la normativa ASTM C-33 por ello se debe realizar el ajuste por la Metodología de Fuller-Thom

Se procede a obtener la proporción de los agregados por la metodología Fuller y Thomson, cuyos valores de límites granulométricos se detalló anteriormente en la Tabla V-31.

Las proporciones de cada material de la mezcla se pueden obtener por método de tanteo (Asignar un porcentaje hasta que la curva granulométrica de la mezcla ingrese en el rango de la curva de la especificación Fuller-Thomson).

Las proporciones de los materiales que se ajustan son la siguientes:

Tabla N° 5-35. Porcentaje de material en la mezcla.

Agregado	Porcentaje en mezcla
AG1 (Árido grueso)	65%
AG2 (Árido fino)	35%

Fuente: Los autores.

Entonces utilizando dichos porcentajes de cada material, se obtiene una correspondiente granulometría para la mezcla, que se indica a continuación.

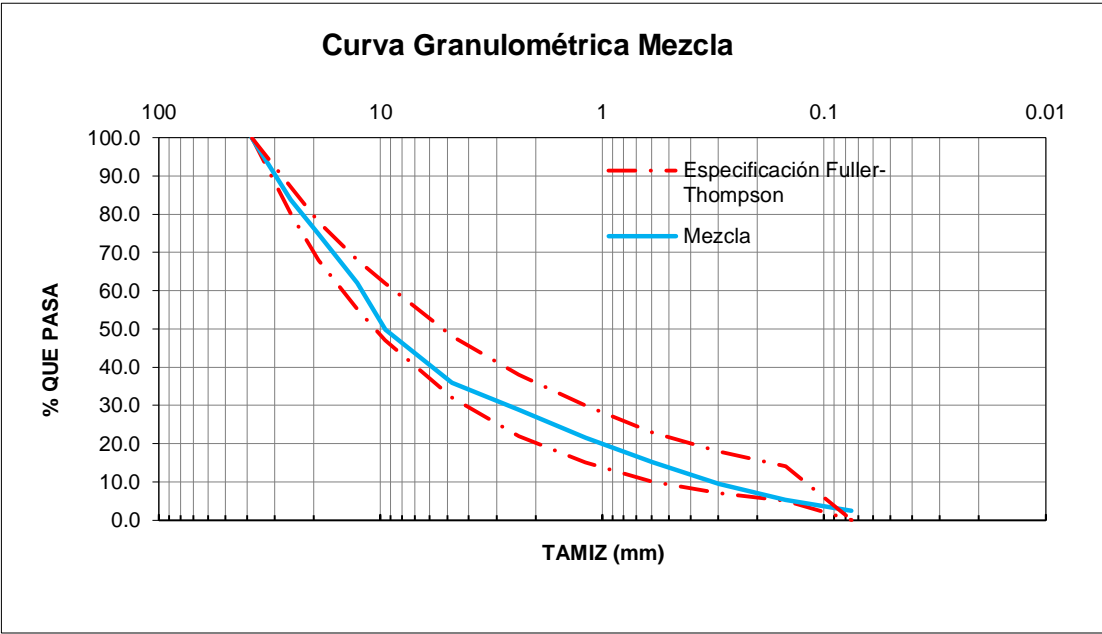
Tabla N° 5-36. Granulometría de Mezcla, Especificación Fuller-Thompson.

TAMIZ	TZ. (mm)	% PASA ÁRIDO		64.7%	35.3%	Mezcla de materiales	Especificación Fuller-Thompson	
		GRUESO	FINO	GRUESO (A)	FINO (B)		(A+B)	Mínimo
1 1/2"	38.1	100	100	64.7	35.3	100.0	100.0	100.0
1"	25.4	74.91	100	48.5	35.3	83.8	80.0	87.0
3/4"	19.1	61.27	100	39.6	35.3	74.9	68.0	78.0
1/2"	12.7	41.34	100	26.7	35.3	62.0	55.0	68.0
3/8"	9.52	22.32	100	14.4	35.3	49.7	47.0	62.0
4	4.75	5.19	92.27	3.4	32.6	35.9	32.0	48.0
8	2.38	3.27	75.66	2.1	26.7	28.8	22.0	38.0
16	1.19	2.35	56.72	1.5	20.0	21.5	15.0	30.0
30	0.595	1.41	40.56	0.9	14.3	15.2	10.0	23.0
50	0.297	1.02	25.16	0.7	8.9	9.5	7.0	18.0
100	0.149	0.75	13.61	0.5	4.8	5.3	5.0	14.0
200	0.075	0.66	5.77	0.4	2.0	2.5	-	-

Fuente: Los autores.

Con los valores de la tabla V –36, se presentan las siguientes ilustraciones.

Ilustración N° 5-17. Granulometría Materiales, Mezcla y especificación.



Como se puede observar en la anterior ilustración, la granulometría de la mezcla ingresa en el rango de la granulometría de la especificación Fuller-Thomson, entonces con dichas proporciones se prosigue a la dosificación de materiales.

i) Dosificación de los materiales.

Empleando las ecuaciones anteriormente descritas se tiene:

- *Volumen absoluto de cemento.*

$$V_c = \frac{W_c}{\gamma_c}$$

$$V_c = \frac{376.60 \text{ Kg}}{3100 \text{ Kg}/m^3}$$

$$V_c = 0.121 \text{ m}^3$$

- *Volumen absoluto de agua.*

$$V_w = \frac{W_w}{\gamma_w}$$

$$V_w = \frac{177 \text{ Kg}}{1000 \text{ Kg}/m^3}$$

$$V_w = 0.177 \text{ m}^3$$

- *Volumen absoluto del agregado.*

$$V_{AG} = 1.0 (m^3) - V_C - V_W - V_A$$

El volumen de aire corresponde a un volumen igual al 25 % con respecto al volumen considerado.

$$V_{AG} = 1.0 (m^3) - 0.121 - 0.177 - 0.025$$

$$V_{AG} = 0.677 m^3$$

- *Volumen del agregado Grueso*

$$V_{AG1} = t_1 * V_{AG}$$

$$V_{AG1} = 64.7 \% * 0.677$$

$$V_{AG1} = 0.438 m^3$$

- *Masa del agregado Grueso*

$$W_{AG1} = V_{AG1} * \gamma_{SSS AG1}$$

$$W_{AG1} = 0.438 m^3 * 2463.1 Kg/m^3$$

$$W_{AG1} = 1078.21 Kg$$

- *Volumen del agregado Fino*

$$V_{AG2} = t_2 * V_{AG}$$

$$V_{AG2} = 35.3 \% * 0.677$$

$$V_{AG2} = 0.239 m^3$$

- *Masa del agregado Fino*

$$W_{AG2} = V_{AG2} * \gamma_{SSS\ AG1}$$

$$W_{AG2} = 0.239 m^3 * 2374.2 \frac{Kg}{m^3}$$

$$W_{AG2} = 566.89 Kg$$

La cantidad de materiales en estado seco, es la siguiente:

Tabla N° 5-37. Dosificación de materiales en estado seco.

Material	Masa Kg	P Específico Kg/m3	Volumen m3
Agua	177.00	1000.00	0.177
Cemento	376.60	3100.00	0.121
Aire	2.50%	-	0.025
A. Grueso	1078.21	2463.10	0.438
A. Fino	566.89	2374.20	0.239

Fuente: Los autores

j) Corrección por Humedad.

- *Masa corregida del agregado Grueso (AG1)*

$$W_{corregido\ AG1} = W_{Seco\ AG1} * \frac{100 + \%w_{AG1}}{100 + Abs_{AG1}}$$

$$W_{corregido\ AG1} = 1078.21 * \frac{100 + 1.89}{100 + 3.40}$$

$$W_{\text{corregido AG1}} = 1062.46 \text{ Kg}$$

- *Masa corregida del agregado Fino*

$$W_{\text{corregido AG2}} = W_{\text{seco AG2}} * \frac{100 + \%W_{AG2}}{100 + Abs_{AG2}}$$

$$W_{\text{corregido AG2}} = 566.89 * \frac{100 + 5.20}{100 + 6.90}$$

$$W_{\text{corregido AG2}} = 557.87 \text{ Kg}$$

- *Cantidad de Agua corregida*

$$A_{\text{corregida}} = A + (W_{\text{corregido}} - W_{\text{seco}})_{\text{Agr.Fino}} + (W_{\text{corregido}} - W_{\text{seco}})_{\text{Agr.Grueso}}$$

$$A_{\text{corregida}} = 177 + (557.87 - 566.89) + (1062.46 - 1078.21)$$

$$A_{\text{corregida}} = 152.24 \text{ Lts}$$

Entonces la cantidad de materiales total corregida es:

Tabla N° 5-38. Dosificación real de material.

Material	Masa	Relación respecto al peso
	Kg	
Agua	152.24	0.4
Cemento	376.60	1
A. Grueso	1062.46	2.8
A. Fino	557.87	1.5

Fuente: Los autores

Las cantidades de materiales respecto a un quintal de cemento resulta de dividir los materiales obtenidos para 7.53 (Resulta de la relación entre la cantidad de cemento en Kg para 1 m³ de hormigón obtenida, para 50 Kg que contiene 1qq de cemento).

Tabla N° 5-39. Dosificación al peso de material para 1 qq de cemento.

Material	Cantidad	Unidad
Agua	20.21	lts
Cemento	1	qq
A. Grueso	141.06	Kg
A. Fino	74.07	Kg

Fuente: Los autores

k) Dosificación por volumen para 1 qq de cemento.

Se va a realizar la dosificación para un volumen de 0.027m³, correspondiente al volumen de una Parihuela, es decir se va a expresar los resultados en proporción de parihuelas requerida para cada agregado.

- *Cantidad de Ripio*

$$V_{AG} = \frac{W_{AG1}}{P U S * Volumen}$$

$$V_{AG1} = \frac{141.06 \text{ Kg}}{1404 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} * 0.027 \text{ m}^3}$$

$$V_{AG1} = 3.7$$

- *Cantidad de Arena*

$$V_{AG2} = \frac{W_{AG2}}{P U S * Volumen}$$

$$V_{AG2} = \frac{74.07 Kg}{1352.4 \frac{Kg}{m^3} * 0.027 m^3}$$

$$V_{AG2} = 2.0$$

Las proporciones finales son:

Tabla N° 5-40. Dosificación al volumen de material para 1 qq de cemento.

Material	Cantidad	Unidad
Agua	20.21	lts
Cemento	1	qq
A. Grueso	3.7	Parihuela
A. Fino	2.0	Parihuela

Fuente: Los autores

La Dosificación para un Hormigón de resistencia a la compresión de $f'c$: 28 MPa, será de

1 : 2 : 4

Correspondiente a Cemento: Arena: Grava, utilizando los agregados ensayados, y en las condiciones ensayadas.

CAPÍTULO VI

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTO FLEXIBLE

6.1. Método AASHTO 93.

Este método de diseño de pavimento flexible surge de la revisión realizada en el año 1993 al “Manual de Diseño de Estructuras de Pavimentos ASSHTO 86”, manual que se caracteriza por mantener las ecuaciones de comportamiento de los pavimentos establecida en el experimento vial de la AASHO en el año 1961, pero además el mencionado manual (1986) incluye ciertos cambios, siendo los más importantes los siguientes:

- Factor de confiabilidad, considerado por un cambio del tráfico a lo largo del periodo de diseño.
- Módulo resiliente del suelo, parámetro de diseño que reemplazó al valor soporte del suelo (S_i) que consideraba el método predecesor.
- Coeficientes estructurales de los materiales calculados empleando los módulos resilientes correspondientes.
- Modificación en las ecuaciones de diseño con el fin de considerar las ventajas producto de un buen drenaje.

La ecuación básica utilizada para realizar el diseño del pavimento flexible es la siguiente:

$$\log_{10} Wt_{18} = Z_R * S_o + 9.36 * \log_{10}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left(\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right)}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32$$

$$* \log_{10} M_R - 8.07$$

EC. VI-1

Donde:

Wt₁₈: de aplicaciones de carga equivalente de 18 Kilo libras (Kips) acumuladas para el periodo de diseño.

Z_R: Desviador en la curva de distribución normal, se encuentra en función del grado de confiabilidad de diseño (R).

S_o: Desviación estándar, función de posibles variaciones en las estimaciones de tránsito.

ΔPSI: Pérdida de serviciabilidad que se prevé en el diseño, diferencia entre la serviciabilidad inicial (po) y serviciabilidad final (pf) para el periodo de diseño considerado.

M_R: Módulo resiliente de la subrasante, y de las capas granulares, obtenidas con ecuaciones de correlación con la capacidad portante (CBR).

SN: Número estructural, que representa la capacidad de la estructura para soportar las cargas, según las condiciones de diseño predeterminadas.

A continuación, se detallan los parámetros de diseño que el método considera.

6.1.1. Parámetros de diseño.

6.1.1.1. Tránsito de diseño.

Este parámetro de diseño representa las cargas a las que se prevé va a estar sometida la estructura, este parámetro se obtiene del estudio del tránsito realizado en la zona del proyecto, para la metodología de diseño AASHTO 1993 se requiere como dato las cargas equivalentes en el Periodo de diseño (W_{18}), es decir se utiliza el resultado de la conversión de Tráfico, a Carga Equivalente de eje simple de 18 Kips (ESAL's) proyectados para el periodo de diseño considerado. La obtención de los Ejes equivalentes se detalla en el Capítulo II de esta Guía.

6.1.1.2. Módulo resiliente.

El módulo resiliente representa la capacidad de respuesta del suelo frente a cargas dinámicas, este parámetro se ha considerado en la metodología de diseño a partir de la edición del año 1986.

Como se detalla en Este parámetro de respuesta del suelo se obtiene mediante ensayos de carga dinámica, o mediante correlaciones con otras propiedades del suelo (Siendo más difundida la correlación con la Capacidad Soporte del Suelo CBR), la guía AASHTO presenta las siguientes ecuaciones a utilizar:

$$M_r = 1500 * CBR \quad \text{Para } CBR \leq 10\% \quad (psi) \quad EC VI.-2$$

$$M_r = 2555 * CBR^{0.64} \quad \text{Para } CBR > 10\% \quad (psi) \quad EC VI.-3$$

6.1.1.3. Periodo de diseño.

El periodo de diseño se refiere al tiempo en el cual la estructura prestará servicio bajo las condiciones de diseño, ejecución y mantenimiento adecuados, el diseño estructural de una carretera en nuestro País, para tráfico pesado se recomienda de 30 años, a continuación, se presenta los periodos de diseño sugerido en la “Guía para el diseño de pavimentos AASHTO 1993).

Tabla N° 6-1. Periodo de diseño en años, según el tipo de Carretera.

Tipo de Carretera	Periodo de Diseño (Años)
Urbana de tránsito elevado	30-50
Interurbana de tránsito elevado	20-50
Pavimentada de baja intensidad de tránsito	15-25
De baja intensidad de tránsito, Pavimentación con grava	10-20

Fuente: (AASHTO Guide for design of pavement structures, 1993, págs. I-62)

6.1.1.4. Serviciabilidad.

Se refiere al resultado final que la vía transmite al conductor, es decir la comodidad y seguridad que este experimenta al conducir en la vía terminada, la cuantificación de dicha característica se determinó como el Índice de Serviciabilidad Presente (PSI, por sus siglas en inglés “present serviciability index”), dicho índice califica al pavimento en una escala del 0 (pésimas condiciones) al 5 (en perfectas condiciones), pero al ser

una medida subjetiva, se obtuvo ecuaciones para obtener el PSI, existe ecuaciones establecidas por el AASHO, las cuales fueron determinadas en las pruebas realizadas, se encuentran detalladas en el Capítulo II (Estudio de Tránsito). Los valores de serviciabilidad obtenidos de la Carretera Experimental AASHO para pavimentos flexibles son:

Para condiciones iniciales (Po):

$$Po = 4.2$$

Para condiciones finales (Pf):

$$Pf = 2.0 \quad \text{Para vías de tránsito menor}$$

$$Pf = 2.5 \quad \text{Para vías de primer orden}$$

6.1.1.5. Número estructural.

Es un número que representa la resistencia que requiere la estructura del pavimento para brindar soporte al tráfico de diseño expresado como Ejes equivalentes de carga (ESAL's), el número estructural se define en función del coeficiente estructural de las capas soporte de la estructura, así como el coeficiente de drenaje de cada capa.

La ecuación que define al Número Estructural es la detallada a continuación:

$$SN = a_1 * D_1 + a_2 * m_2 * D_2 + a_3 * m_3 * D_3 + a_4 * m_4 * D_4$$

Donde:

- Capa 1: Capa de rodadura de Cemento asfáltico.
- Capa 2: Capa de Base granular.
- Capa 3: Capa de Sub-base granular.
- Capa 4: Capa de mejoramiento con material granular en caso de requerirse.
- a_1, a_2, a_3, a_4 : Son los Coeficientes estructurales o de Capas, adimensionales.
- D_1, D_2, D_3, D_4 : Espesor requerido de la capa correspondiente (Pulg).
- m_2, m_3 : Son los Coeficientes de Drenaje de las capas respectivas.

6.1.1.5.1. Coeficiente de drenaje (m_i).

Este coeficiente de drenaje es el encargado de corregir los coeficientes estructurales de las capas de base (a_2) y sub-base (a_3), cuando estas no se encuentran tratadas (Sea con cemento o con asfalto). Este coeficiente de ajuste depende de la calidad de drenaje de la capa, así como del tiempo en el que la estructura del pavimento está expuesta a niveles de humedad próximas a la saturación, en la Guía de diseño de estructuras de pavimentos AASHTO 1993, presenta la siguiente tabla para determinar el factor de ajuste:

Tabla N° 6-2. Valores recomendados del coeficiente de drenaje (m_i), para capas de base y subbase no tratadas.

Calidad de drenaje	% del tiempo en el que la estructura del pavimento está expuesta a niveles de humedad próximas a la saturación			
	Menos del 1%	Entre 1 - 5%	Entre 5 - 25%	Más del 25 %
Excelente	1.40 - 1.35	1.35 - 1.30	1.30 - 1.20	1.20
Buena	1.35 - 1.25	1.25 - 1.15	1.15 - 1.00	1.00
Regular	1.25 - 1.15	1.15 - 1.05	1.00 - 0.80	0.80
Pobre	1.15 - 1.05	1.05 - 0.80	0.80 - 0.60	0.60
Muy Pobre	1.05 - 0.95	0.95 - 0.75	0.75 - 0.40	0.40

Fuente: (AASHTO Guide for design of pavement structures, 1993, págs. II-25)

6.1.1.5.2. Coeficiente estructural.

El coeficiente estructural o coeficiente de capa está asociado con la resistencia de cada una de las capas que conforman la estructura del pavimento (sub-base, base y capa de rodadura), es por esta razón que mientras mayor sea la resistencia (CBR o Estabilidad Marshall) de la capa considerada, mayor será el coeficiente de capa, y por consiguiente menor el espesor de la capa.

Tabla N° 6-3. Ecuaciones de coeficiente estructural para diferentes capas estructurales de vía.

CAPA	PROPIEDAD MECÁNICA DE LA CAPA	ECUACIÓN DEL COEFICIENTE DE CAPA
SUB-BASE	CBR (%)	$a_3 = 0.058 * CBR^{0.19}$
BASE	CBR (%)	$a_2 = 0.032 * CBR^{0.32}$
BASE ESTABILIZADAS CON CEMENTO	f'c (PSI) a los 7 días	$a_2 = 1.549 * 10^{-4} * f'c + 9.521 * 10^{-2}$
	f'c (MPa) a los 7 días	$a_2 = 2.246 * 10^{-2} * f'c + 9.521 * 10^{-2}$
	f'c (Kg/cm2) a los 7 días	$a_2 = 2.203 * 10^{-2} * f'c + 9.521 * 10^{-2}$
BASE ESTABILIZADAS CON ASFALTO	ESTABILIDAD MARSHALL (Lb)	$a_2 = 1.155 * 10^{-4} * EM + 1.129 * 10^{-1}$
CAPA DE RODADURA	ESTABILIDAD MARSHALL (N)	$a_1 = 0.0078 * EM^{0.441}$
	ESTABILIDAD MARSHALL (Lb)	$a_1 = 0.01506 * EM^{0.441}$
	MODULO DINÁMICO (MPa)	$a_1 = 0.0052 * E^{0.555}$

Elaborado: Por los autores

Fuente: (AASHTO Guide for design of pavement structures, 1993)

Módulo elástico de la carpeta asfáltica.

El módulo dinámico de mezclas asfálticas, puede ser obtenido mediante ensayos de laboratorio conforme la normativa ASTM D3496 (Práctica estándar para la preparación de muestras de mezclas bituminosas para pruebas de módulo dinámico), y ASTM D3497 (Método de prueba estándar para el módulo dinámico de mezclas asfálticas), este método de ensayo toma en cuenta un rango de temperatura a la que estará expuesto la carpeta asfáltica (5.25°C – 40°C), con una frecuencia de aplicación de carga para cada temperatura (1, 4 Hz - 16 Hz). Por otro lado, también se ha desarrollado varios modelos de cálculo tomando en cuenta los mismos parámetros de la normativa ASTM, de los cuales el modelo más aplicado en nuestro medio es el de Witczak, el cual toma en cuenta parámetros volumétricos, características de los materiales de la mezcla, un rango de temperatura de -17.7°C a 54.4°C y frecuencias de carga de 0.1Hz a 25Hz. Este modelo es aplicado mediante la siguiente formula.

$$\begin{aligned} \log E = & 3.750063 + 0.02932\rho_{200} - 0.001767(\rho_{200})^2 - 0.002841\rho_4 - 0.05809V_a - 0.802208\left(\frac{V_{beff}}{V_{beff} + V_a}\right) \\ & + \frac{3.871977 - 0.0021\rho_4 + 0.003958\rho_{\frac{3}{8}} - 0.000017\left(\rho_{\frac{3}{8}}\right)^2 + 0.00547\rho_{\frac{3}{4}}}{1 + e^{(-0.603313 - 0.31335\log(f) - 0.393532\log(n))}} \end{aligned}$$

Donde:

E : Módulo dinámico de la carpeta asfáltica (PSI)

V_a : Contenido de vacíos de aire (%)

V_{beff} : Contenido de asfalto efectivo por volumen (%).

ρ_{34} : Porcentaje retenido acumulado en el tamiz 3/4.

ρ_{38} : Porcentaje retenido acumulado en el tamiz 3/8

ρ_4 : Porcentaje retenido acumulado en el tamiz No. 4.

ρ_{200} : Porcentaje pasando en el tamiz No. 200.

η : Viscosidad del asfalto al envejecimiento y temperatura de interés (10⁶ Poise).

f : Frecuencia de aplicación de la carga de tránsito.

$$f = \frac{1}{2\pi t}$$

Dónde:

f : Frecuencia de aplicación de la carga (Hz)

t : Tiempo de aplicación de la carga (segundos)

$$t = 10^{(0.005h - 0.2 - 0.94 \log V_{op})}$$

Dónde:

h : Espesor probable de la carpeta asfáltica (mm).

V_{op} : Velocidad de operación (km/h).

6.1.1.6. Nivel de confianza.

El nivel de confianza (R) es uno de los parámetros que fueron incluidos en la guía de diseño AASHTO 93, este parámetro involucra una la probabilidad de que un pavimento tenga un nivel de serviciabilidad sobre los límites establecidos, durante su vida de diseño, bajo la repetición de cargas de diseño. El valor de nivel de confiabilidad se lo selecciona en función del tipo de carretera. La guía AASHTO 93 sugiere los siguientes valores para los diferentes tipos de carreteras.

Tabla N° 6-4. Nivel de confiabilidad sugeridos para diferentes carreteras.

Clasificación de carretera	Nivel de confiabilidad recomendado R%	
	Urbana	Rural
Autopista interestatales y otras	85 - 99.9	80 - 99.9
Arteria o carreteras principales	80 - 99	75 - 95
Colectoras de transito	80 - 95	75 - 95
Carreteras locales	50 - 80	50 - 80

FUENTE: (AASHTO Guide for design of pavement structures, 1993, págs. II-9)

6.1.1.7. Desviación estándar normal.

La desviación estándar normal (ZR), planteada en la ecuación VI-1, se lo determinará mediante el nivel de confiabilidad, como recomienda la Guía AASHTO 93.

Tabla N° 6-5. Valores de Desviación estándar normal recomendados por la Guía AASHTO 93

Confiabilidad	Zr	Confiabilidad	Zr
50	0	93	-1.476
60	-0.253	94	-1.555
70	-0.524	95	-1.645
75	-0.674	96	-1.751
80	-0.841	97	-1.881
85	-1.037	98	-2.054
90	-1.282	99	-2.327
91	-1.34	99.9	-3.09
92	-1.405	99.9	-3.75

FUENTE: (AASHTO Guide for design of pavement structures, 1993, págs. I-62)

6.1.1.8. Desviación estándar total.

La desviación estándar total (S_o), involucra tanto la incertidumbre en la estimación del tránsito, como; factores de construcción de la carretera, calidad de los materiales con la que fue construida, comportamiento del pavimento, etc. Donde la Guía AASHTO 93, propone los siguientes rangos para la estimación de S_o .

Tabla N° 6-6. Valores de Desviación estándar total recomendados por la Guía AASHTO 93

Proyecto de pavimento	Desviación estándar total
Rango para pavimentos flexibles	0.40 - 0.50
Construcciones nuevas	0.4
Sobrecapas	0.5

FUENTE: (AASHTO Guide for design of pavement structures, 1993, págs. I-62)

6.1.2. Metodología.

6.1.2.1. Obtención de datos.

La metodología de diseño AASHTO 93 contempla como primer paso la obtención de datos requerido para la solución de la ecuación Ec. VI-1, los datos requeridos previamente para esta metodología serán:

- Ejes equivalentes (ESAL's)
- Parámetros estadísticos (R, Zr, So)
- Propiedades mecánicas de los materiales, (CBR o MR).

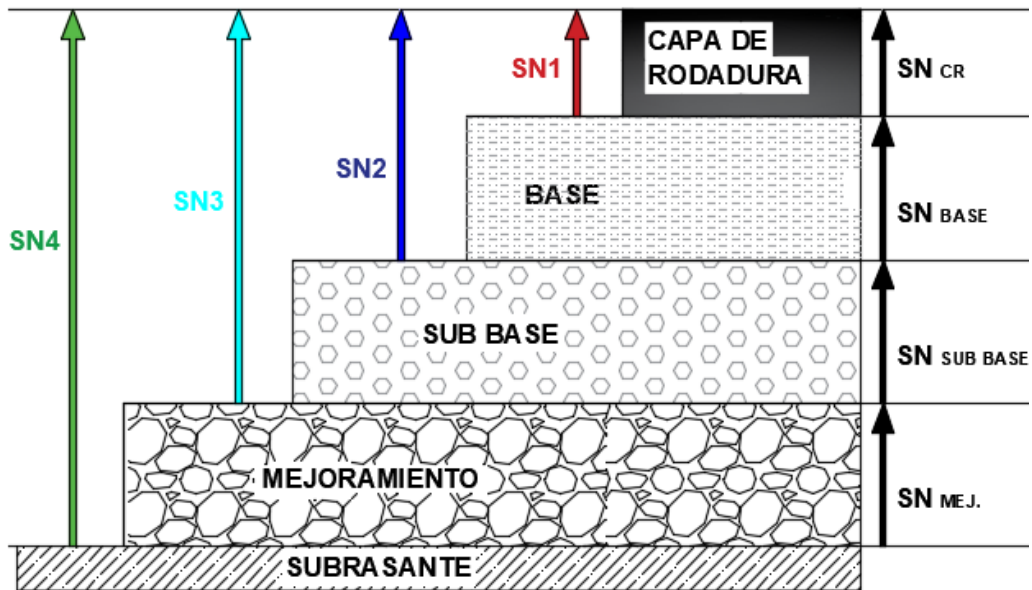
Así como otros factores que pudieran ser asumidos tales como:

- Serviciabilidad.

6.1.2.2. Determinación del número estructural de las capas.

La obtención del número estructural de cada una de las capas se lo realiza mediante la ecuación planteada por la Guía AASHTO (Ec. VI-1), donde el número estructural SN de cada una de las capas se lo determina usando el respectivo módulo resiliente de la capa soporte. El número SN también puede ser determinado de manera práctica, mediante el nomograma planteado por la AASHTO, el cual arroja resultados aproximados a los estimados con la ecuación.

Ilustración N° 6-1. Numero estructural de cada una de las capas.



FUENTE: Los autores

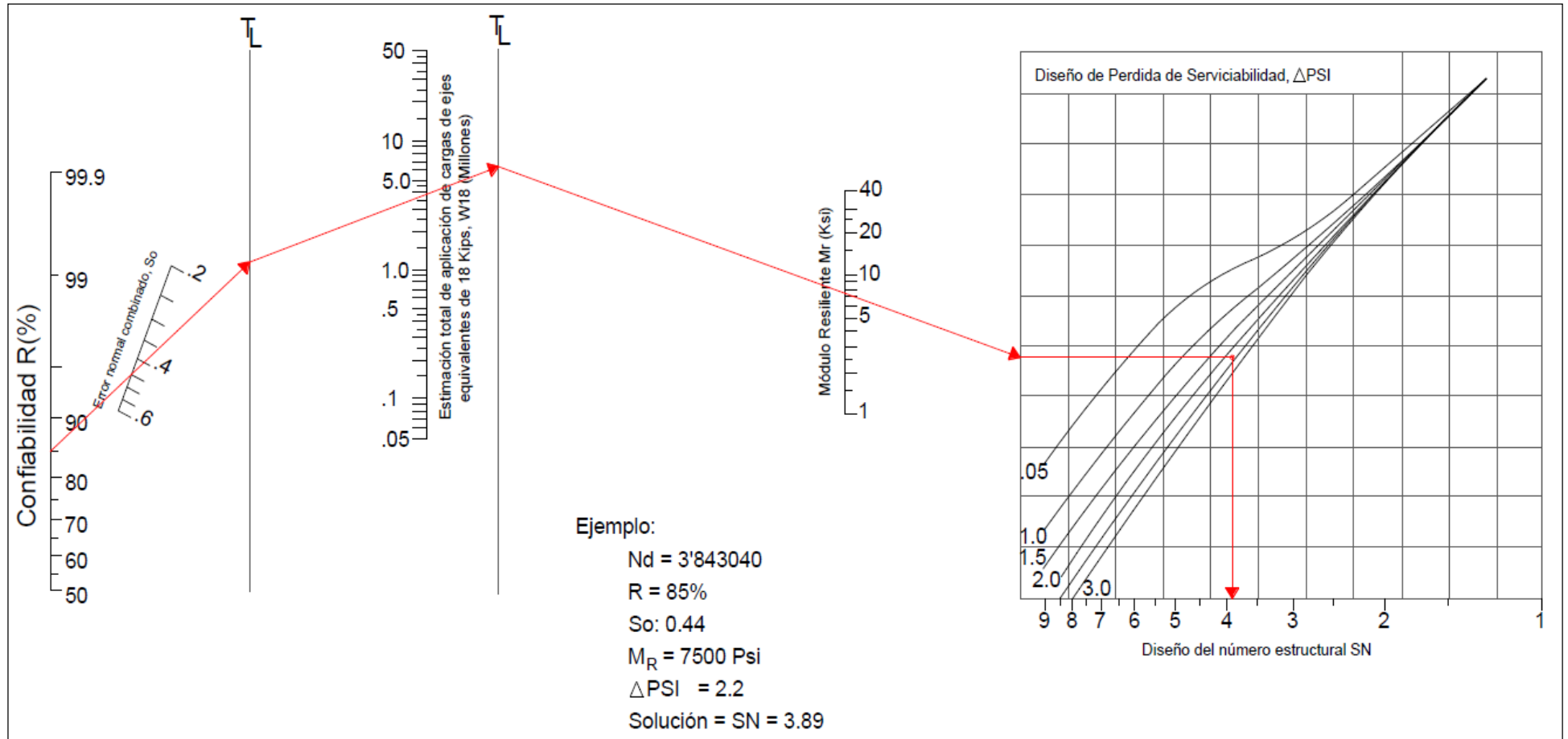
Como se puede observar en el grafico el numero estructural de cada una de las capas será:

$$SN_{CR} = SN_1$$

$$SN_{BASE} = (SN_2 - SN_1)$$

$$SN_{SUB\ BASE} = (SN_3 - SN_2) ; \quad SN_{MEJ.} = (SN_4 - SN_3)$$

Ilustración N° 6-2. Nomograma recomendado por la AASHTO para determinación del número estructural



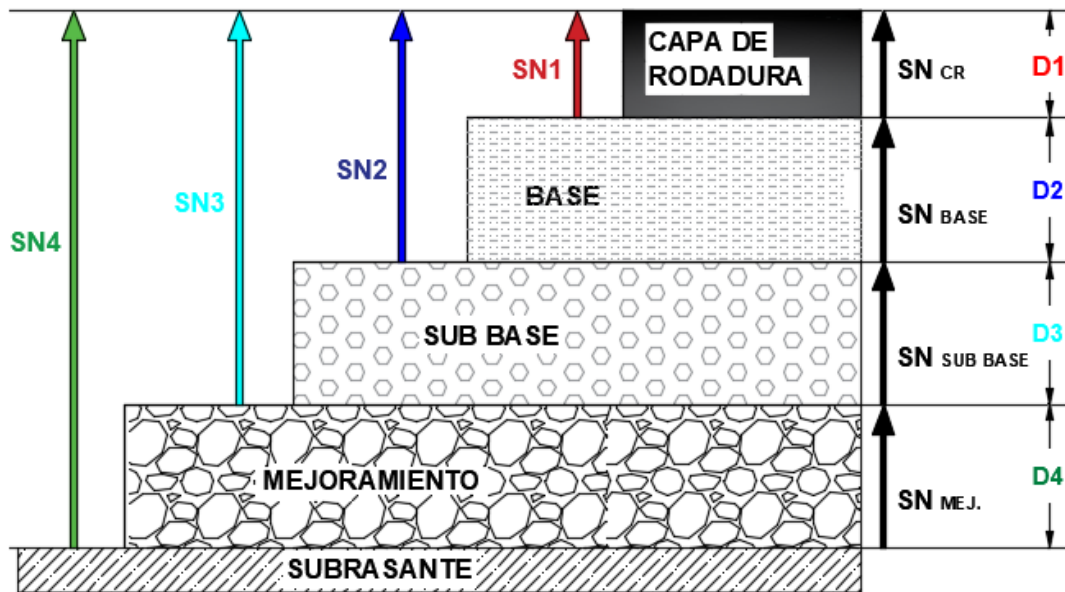
FUENTE: (AASHTO Guide for design of pavement structures, 1993, págs. II-32)

6.1.2.3. Determinación del espesor de capa.

a) Espesor calculado.

Una vez obtenido el número estructural SN de cada una de las capas, podremos determinar el espesor de la capa mediante la relación de número estructural y los coeficientes de drenaje (m_i) y estructural (a_i) correspondientes.

Ilustración N° 6-3. Espesor de capa (D) correspondiente a cada número estructural.



FUENTE: Los autores

$$D_1 = \frac{SN_{CR}}{a_1} ; D_2 = \frac{SN_{BASE}}{a_2 * m_2} ; D_3 = \frac{SN_{SUB BASE}}{a_3 * m_3} ; D_4 = \frac{SN_{MEJ.}}{a_4 * m_4}$$

b) Espesores mínimos.

La guía AASHTO 93 recomienda espesores mínimos para las capas de rodadura y base granular, con la finalidad de asegurar que estas no sobrepasen las deformaciones y esfuerzos admisibles, estos espesores están en función de los ESLA's.

Tabla N° 6-7. Valores de espesores mínimos recomendados por la Guía AASHTO 93

Espesores mínimos (pulgadas)		
Tránsito de diseño (Ejes equivalentes de 18 kips)	Carpeta Asfáltica	Base Granular
Menor a 50000	1 o T.S.	4
50001 – 150000	2	4
150001 – 500000	2.5	4
500001 – 2 000000	3	6
2 000001 – 7 000000	3.5	6
Mayor a 7 000000	4	6

T.S. Tratamiento superficial.

FUENTE: (AASHTO Guide for design of pavement structures, 1993, págs. II-35)

Debido a que la guía AASHTO 93, no recomienda espesores mínimos para el caso de sub bases granulares, ni mucho menos para mejoramientos, en la práctica se recomienda valores para sub bases granulares de entre 1.5 y 2 veces el espesor mínimo de la base granular, mientras que por otro lado para el caso de mejoramientos se recomienda un valor de entre 1.5 a 2 veces el espesor de la sub base granular adoptado anteriormente.

c) Espesores ajustados.

Los espesores calculados deberán ser comparados con los espesores mínimos de capa granular (Base) y capa de rodadura (Carpeta asfáltica.) recomendados por la guía AASHTO 93, tomando el mayor de los dos valores comparados.

En el caso de la carpeta de rodadura no siempre el mayor valor será el adecuado, dado a que un espesor mayor de capa de rodadura conlleva un incremento de costos, es por esta razón que en algunos casos se puede optar por el espesor mínimo.

Con estos nuevos valores de los espesores de capas se determina un nuevo número estructural mediante la ecuación Ec.VI-4, (SN ajustado) para compararlo con el numero estructural total calculado (SN calculado) mediante la ecuación AASTHO 93. (Ec.VI-1), en el caso de que se determine un sobredimensionamiento ($SN \text{ ajustado} > SN \text{ calculado}$), se puede obtener nuevos valores de número estructural ajustado, disminuyendo espesores de las capas que sean posibles disminuirlas. Hasta obtener un valor cercano al del número estructural calculado.

6.1.2.4. Recomendaciones del tipo de material granular a utilizar.

El material granular que puede ser usado para la construcción de cada una de las capas puede ser asumido en función al espesor de la capa tomando en cuenta el tamaño máximo nominal del agregado (Bases, Sub Bases, material de mejoramiento). Tomando en cuenta que el espesor de la capa debe ser mayor que en tamaño máximo nominal en 2,5 a 3 veces.

$$D \geq (2.5 - 3) TM.$$

6.1.3. Ejemplo de diseño estructural para pavimento flexible.

El diseño de un pavimento flexible consiste en emplear todas las variables de diseño (Variables de tránsito, de serviciabilidad, variables estadísticas, y variable debido a la calidad del material), en la ecuación propuesta por la metodología de diseño AASHTO 1993, la cual proporciona como resultado el número estructural de la capa considerada, y empleando dicho número estructural se determina el espesor requerido de la capa.

Entonces se sigue la siguiente metodología:

a) Obtención de datos.

Este procedimiento contempla utilizar la siguiente información.

- Ejes equivalentes (ESAL's)

Como se mencionó se requiere el número de ejes equivalentes proyectados para el periodo de diseño, para el ejemplo se toma la información obtenida en el Capítulo II de esta Guía (Subsección 2.7.3.3) correspondiente al valor de ejes equivalentes proyectados por tasa de crecimiento, cuyo dato es:

$$ESAL's = 60\,889\,979.96$$

El diseño de pavimento flexible AASHTO 93 limita el valor de ESAL's a un máximo de 50 millones de repeticiones, para repeticiones de carga mayores se recomienda el

diseño de pavimento rígido, para el ejemplo se va a utilizar el valor de tráfico calculado anteriormente.

- Parámetros estadísticos (R , Z_r , S_o)
- Nivel de confianza (R)

Se debe seleccionar un nivel de confianza en función del tipo de carretera a diseñar (Tabla N° 6-4), para el ejemplo se tomó la información del tránsito de la Vía Panamericana Sur E35, correspondiente al Peaje de Machachi, entonces el tipo de vía corresponde a “Carretera principal”, sector Urbano, y se trabajará con el siguiente nivel de confiabilidad:

$$R = 95 \%$$

- Desviación estándar normal (Z_r)

Con un valor de 95% de confiabilidad para una distribución normal (Tabla N° 6 – 5) corresponde a:

$$Z_r = -1.645$$

- Desviación estándar total (S_o)

Según la Tabla N° 6 – 6 para pavimentos flexibles corresponde a un valor de:

$$S_o = 0.45$$

- Condiciones de Serviciabilidad.

- Para condiciones iniciales (P_o):

$$P_o = 4.2$$

- Para condiciones finales (P_f):

$$P_f = 2.5 \quad \text{Para vías de primer orden}$$

- Entonces la variación de serviciabilidad (ΔPSI) es;

$$\Delta PSI = P_o - P_f$$

$$\Delta PSI = 4.2 - 2.5$$

$$\Delta PSI = 1.7$$

- Propiedades mecánicas de los materiales, (MR de laboratorio, o $MR=f(CBR)$).

Se debe calcular el MR para el suelo soporte (Subrasante), capas estructurales, y mejoramientos de la subrasante (En caso de disponer).

- Subrasante:

Este valor corresponde al Percentil 85 de los datos recopilados en un estudio de la subrasante, se ha tomado del Capítulo I (Estudios Geológicos-Geotécnicos).

$$CBR = 5.4 \%$$

Con ello el módulo resiliente se obtiene empleando la ecuación EC V.-2, correspondiente a un CBR menor a 10%.

$$M_r = 1500 * CBR$$

$$M_r = 1500 * 5.4$$

$$M_r = 8100 \text{ psi}$$

Al contarse con un CBR de la subrasante menor a 6% se ha optado por incluir un mejoramiento de la subrasante.

- Mejoramiento de la Subrasante:

Se ha determinado emplear mejoramiento con suelo seleccionado, para ello se requiere un material con la siguiente propiedad:

$$CBR = 20 \%$$

El módulo resiliente se obtiene empleando la ecuación EC V.-4, correspondiente a un CBR de 20 % o superior.

$$M_r = 2555 * CBR^{0.64}$$

$$M_r = 2555 * 20^{0.64}$$

$$M_r = 17380.01 \text{ psi}$$

- Sub-base granular.

El CBR mínimo requerido para una sub-base es de:

$$CBR = 30 \%$$

Con ello:

$$M_r = 22529.34 \text{ psi}$$

- Base granular.

El CBR mínimo requerido para una sub-base es de:

$$CBR = 80 \%$$

Con ello:

$$M_r = 42205.45 \text{ psi}$$

b) Determinación del coeficiente estructural de las capas (a).

Se van a emplear las ecuaciones obtenidas por medio de los ábacos del AASHTO, presentes en la Tabla VI – 3, esto para cada capa.

- Capa de mejoramiento con suelo seleccionado:

Para determinar dicho valor se utilizará la ecuación correspondiente a sub-base granular, pero con el valor de CBR correspondiente al 20 % (Valor mínimo requerido para mejoramiento).

$$a_3 = 0.058 * CBR^{0.19}$$

$$a_3 = 0.058 * 20^{0.19}$$

$$a_3 = 0.102$$

- Sub-base granular.

Se utiliza la ecuación expresada anteriormente, con un valor de CBR correspondiente a 30 %.

$$a_3 = 0.058 * CBR^{0.19}$$

$$a_3 = 0.058 * 0^{0.19}$$

$$a_3 = 0.111$$

- Base granular.

Se utilizará la ecuación correspondiente a Base para un CBR de 80%.

$$a_2 = 0.032 * CBR^{0.32}$$

$$a_2 = 0.032 * 80^{0.32}$$

$$a_2 = 0.130$$

- Capa de rodadura.

Se utilizará la ecuación que involucra la estabilidad Marshall en (Lb), para un valor de estabilidad de 3760 Lb, (Obtenido en el Subcapítulo de Mezcla Asfáltica)

$$a_1 = 0.01506 * EM^{0.441}$$

$$a_1 = 0.01506 * 3760^{0.441}$$

$$a_1 = 0.568$$

c) Determinación del coeficiente de drenaje de las capas (m).

Se va a utilizar la información de la Tabla N° 6-2, la cual presenta factores en función de la calidad de drenaje y porcentaje de tiempo que la estructura se somete a humedades cercanas a la saturación.

Para desarrollar el ejemplo se tiene:

Tiempo de exposición a niveles de humedad altos: 120 días al año, el cual representa un 32 %

Calidad del drenaje: Excelente.

Entonces el coeficiente de drenaje (m) : 1.2.

d) Determinación del Número estructural de capas.

Para ello se emplea la ecuación Ec. VI-1, que se presenta a continuación:

$$\log_{10} Wt18 = Z_R * S_O + 9.36 * \log_{10}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10}\left(\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5}\right)}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32$$
$$* \log_{10} M_R - 8.07$$

Donde la constante de la ecuación es la siguiente:

$$\log_{10} Wt 18 = \log_{10} (60889979.96)$$

$$\log_{10} Wt 18 = 7.785$$

Y la parte variable de la Ecuación depende de las variables ya definidas con lo son; Variación de serviciabilidad (ΔPSI), y Módulo resiliente (M_R), quedando toda la ecuación en función del número estructural de capa (SN), entonces la resolución de la ecuación trata de un proceso Iterativo asignando un valor de SN tal que se iguale a la constante $\log_{10} Wt 18$.

El módulo Resiliente como se menciona en la metodología se emplea el valor de la capa soporte.

Ejemplo. –Para calcular el número estructural de capa de mejoramiento se emplea el valor de módulo resiliente de la subrasante, así:

$$\log_{10} Wt18 = Z_R * S_o + 9.36 * \log_{10}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left(\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right)}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32$$

$$* \log_{10} M_R - 8.07$$

$$7.785 = -1.645 * 0.45 + 9.36 * \log_{10}(6.505 + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left(\frac{1.7}{4.2 - 1.5} \right)}{0.40 + \frac{1094}{(6.505 + 1)^{5.19}}} + 2.32$$

$$* \log_{10}(8100) - 8.07$$

$$7.785 = 7.785$$

Entonces el número estructural (SN) correspondiente a la capa de mejoramiento es:

$$SN = 6.505$$

Así se realiza para todas las capas estructurales de presentando los siguientes resultados:

Tabla N° 6-8. Valores Número estructural y espesor de cálculo.

Capa analizada	SN total	SN Capa	Espesor (in)
Mejoramiento	6.505	1.378	11.21
Sub - base	5.127	0.427	3.21
Base	4.700	0.945	6.05
Capa de rodadura	3.755	3.755	6.61

Fuente: Los autores.

El número estructural de cada capa se obtiene con la resta del número estructural total entre cada capa, así:

$$SN_{Base} = 4.70 - 3.755$$

$$SN_{Base} = 0.945$$

Y el espesor de cada capa resulta de la siguiente ecuación.

$$D_{Base} = \frac{SN_{Base}}{a2 * m2}$$

$$D_{Base} = \frac{0.945}{0.130 * 1.2}$$

$$D_{Base} = 6.05 \text{ in}$$

e) Determinación del Espesor de cada capa.

Siguiendo la metodología se debe comparar el Espesor Calculado (D) con los espesores mínimos (D_{min}) para definir un espesor ajustado tal que aporte un Número estructural (SN_{APORTE}) mayor que el requerido por el tráfico de diseño ($SN_{REQUERIDO}$).

Se parte de la premisa que se establece el espesor de la capa de rodadura como el menor valor entre el mínimo recomendado y el calculado. Los espesores mínimos según la AASHTO son los indicados anteriormente en la Tabla N° 6-7.

Los espesores mínimos para Subbases es:

$$D_{MIN SUBBASE} = (1.5 - 2.0) * D_{MIN BASE}$$

y capas de mejoramiento se tomarán con un valor igual a:

$$D_{MIN MEJ} = (3.0 - 4.0) * D_{MIN BASE}$$

Como se mencionó el espesor ajustado es aquel con el cual se obtiene un número estructural (SN de aporte) ligeramente mayor, es decir debe ser cercano al número estructural calculado (SN Requerido por el tráfico de diseño), esto para evitar un sobredimensionamiento de la estructura de la vía.

$$SN_{APORTE} \geq SN_{REQUERIDO}$$

Entonces con los valores de la tabla N° 6-7 se establece el valor de espesor mínimo para las diferentes capas, obteniéndose:

Tabla N° 6-9. Espesores Calculado, Mínimo y ajustado de las capas estructurales de la vía.

Capa analizada	Espesor calculado (in)	Espesor mínimo (in)	Espesor ajustado (in)	Espesor capa (cm)
Mejoramiento	11.21	18.00	16.00	41.00
Sub - base	3.21	9.00	9.00	23.00
Base	6.05	6.00	7.00	18.00
Capa de rodadura	6.61	4.00	4.00	11.00

Fuente: Los autores.

Se realiza la comprobación de los espesores ajustados:

$$SN = a_1 * D_1 + a_2 * m_2 * D_2 + a_3 * m_3 * D_3$$

$$SN = 0.568 * 4.0 + 0.13 * 1.2 * 7.0 + 0.111 * 1.2 * 9.0 + 0.102 * 1.2 * 16.0$$

$$SN = 6.528$$

Ahora Verificando la condición del Número estructural calculado se tiene:

$$SN_{APORTE} \geq SN_{REQUERIDO}$$

$$6.528 > 6.505$$

Por lo tanto, los espesores ajustados satisfacen el tráfico de diseño considerado.

f) Especificaciones de los materiales de cada capa.

Se determinará los materiales a utilizar en cada capa:

- Capa de rodadura.

Espesor (D) = 11 cm

Flujo = 13.6

- Base Granular.

$$D \geq 2.5 * TM$$

Donde tamaño máximo Nominal de **Base clase IV** es 2 pulg.

$$7 \text{ pulg} \geq 3.0 (2 \text{ pulg})$$

$$7 > 6$$

- Subbase Granular.

$$D \geq 3.0 * TM$$

Donde tamaño máximo Nominal de **Sub-base clase III** es 3 pulg.

$$9 \text{ pulg} \geq 3.0 (3.0 \text{ pulg})$$

$$9 \geq 9$$

- Mejoramiento.

$$D \geq 3.0 * TM$$

Donde tamaño máximo Nominal de 4 pulg.

$$16 \text{ pulg} \geq 3.0 (4.0 \text{ pulg})$$

$$16 > 12$$

El resumen de las capas estructurales se presenta a continuación:

Tabla N° 6-10. Especificaciones capas estructurales de la vía.

Capa	Espesor capa (cm)	Tamaño Máximo Nominal (in)	Clase de Material
Mejoramiento	41.00	4.00	-
Sub - base	23.00	3.00	Clase III
Base	18.00	2.00	Clase IV
Capa de rodadura	11.00	-	-

Fuente: Los autores.

6.2.Método Empírico-Mecanicista AASHTO 2008.

6.2.1. Introducción

La metodología para el diseño estructural de carreteras Empírico-Mecanicista surge como una técnica de diseño versátil, cuyo alcance y aplicabilidad puede ser llevado a todas las regiones del planeta, ya que este método puede ser calibrado con mayor aproximación a las condiciones climáticas y de solicitaciones de cada localidad, por esta razón el método empírico-mecanicista es ideal para diseño de carreteras nuevas, o rehabilitación de las mismas. Entonces el método tiene como enfoque utilizar los modelos mecanicistas existentes, a su vez que utilizar información que refleje las condiciones de diseño de cada caso en particular.

El método Empírico-Mecanicista utiliza dos etapas de análisis; Etapa Mecanicista que utiliza las propiedades de los materiales para que a través de soluciones analíticas como la teoría de la multicapa elástica o de elementos finitos para determinar una combinación de espesores que proporcionen un nivel de servicio adecuado a la carretera en conformidad al tráfico de diseño (Tráfico proyectado), en base al modelo mecánico se determina las reacciones del pavimento con respecto a la carga que

suministra las ruedas de los vehículos, dichas reacciones se presentan en términos de esfuerzos, deformaciones unitarias y deflexiones.

La etapa Empírica se fundamenta en determinar la condición de un pavimento en un tiempo determinado (Predicción de la vida útil del pavimento) utilizando las reacciones del pavimento observadas en Campo.

En términos generales el método empírico-mecanicista considera como factores de diseño el clima, tránsito y caracterización de los materiales.

6.2.2. Parámetros de diseño (Datos de entrada).

6.2.2.1. Nivele de jerárquico de entrada.

El grado de detalle de los parámetros de diseño o datos de entrada para el método dependerán del nivel de jerarquía correspondiente, siendo tres los niveles de jerarquía que establece la metodología Empírico-Mecanicista.

- Nivel de Entrada 1. – Es el nivel que representa mayor grado de confiabilidad para el diseño, la determinación de la información a este grado de detalle supone un mayor costo que para los otros niveles de entrada, por lo cual este nivel de entrada se utiliza para vías de primer orden con elevados niveles de tráfico.
- Nivel de entrada 2. – Este nivel de entrada tiene un nivel de confiabilidad medio, debido a que los datos se obtienen por correlaciones o ecuaciones de regresión partiendo de otros parámetros específicos del sitio. Se consideran como un nivel de entrada para vías de segundo orden.

- Nivel de Entrada 3. – En este nivel de entrada se involucra valores estimados, o valores por defecto. Este nivel de entrada se basa en valores globales o locales por defecto, por lo cual este nivel de entrada representa un nivel de confiabilidad bajo, a la vez que un costo menor en la obtención de información requerida.

6.2.2.2. Tránsito de diseño.

Como se mencionó anteriormente el grado de detalle para la información de los parámetros de diseño dependerá del nivel de Entrada, entonces según el nivel jerárquico se tiene:

Nivel de entrada 1. –Se requiere de la utilización de la información recopilada en sitio, conteo especificado horario, diario, semanal, mensual, en sitios como los son estaciones de Pesaje, gasolineras, peajes, el conteo debe clasificado debe identificar el tráfico por tipo de vehículo, así como su distribución por dirección.

Nivel de entrada 2. –Este nivel de entrada exige los mismos requerimientos de entrada del nivel 1, pero se diferencia del nivel de entrada 1, ya que este nivel permite utilizar Espectro de carga locales.

Nivel de entrada 3. –Este nivel no exige información específica del tránsito en el área del proyecto, puede obtenerse mediante información general recopilada por diferentes organismos viales de la zona.

Para la metodología de diseño Empírico-Mecanicista se requiere del Espectro de Carga detallado en la sección 2.8. de esta Guía, y se presenta su información en la siguiente tabla.

6.2.2.2.1. Características del tráfico.

Las particularidades que se deben conocer del tráfico son las siguientes:

- Configuración del eje.
- Separación de ejes.
- Distancia entre ejes anterior y posterior.
- Especificaciones del Neumático.

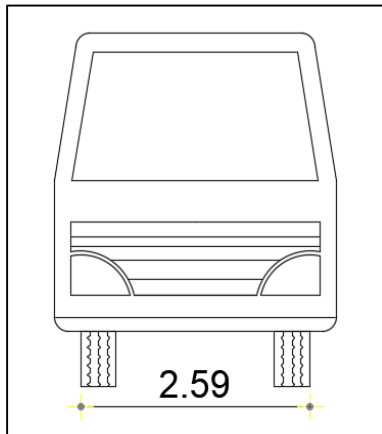
Entonces se detalla a continuación las particularidades del tráfico mencionadas:

Configuración del Eje.

Entre los parámetros que se requiere de la configuración del eje están el ancho promedio del eje, así como la separación entre llantas de un eje con rueda doble.

Ancho promedio del eje. –Se refiere a distancia externa entre las ruedas del eje considerado, se utiliza un valor estándar de 8.5 ft, que equivale a 2.59 m.

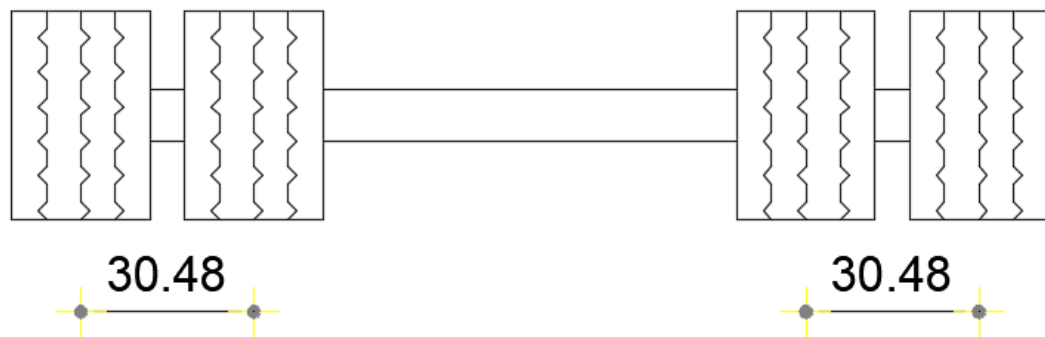
Ilustración N° 6-4. Ancho promedio del eje.



Fuente: (AASHTO Mechanistic–Empirical Pavement Design Guide, 2008)

Espaciado para eje rueda doble –Se refiere a distancia entre el eje de cada rueda de un eje de rueda doble, la cual tiene un valor de 1 ft equivalente a 30.48 cm, como se detalla en la siguiente ilustración:

Ilustración N° 6-5. Ancho promedio del eje.



Fuente: (AASHTO Mechanistic–Empirical Pavement Design Guide, 2008)

Separación entre Ejes.

La separación entre ejes se refiere a la distancia que existe en el eje de la rueda en los ejes Tándem o Tridem, estos toman los valores indicados en la siguiente Tabla:

Tabla N° 6-11. Especificaciones de distancia entre ejes consecutivos de eje tándem o Tridem.

Tipo de Eje	Distancia lateral media entre eje de las ruedas (in)	
	in	cm
Tandem	51.6	131.06
Tridem	49.2	124.97

Fuente: (AASHTO Mechanistic–Empirical Pavement Design Guide, 2008)

Distancia entre eje anterior y posterior.

La separación entre ejes delantero y posterior toman diferentes valores según se trate de ejes pequeños, medianos o grandes, esta distancia se mide entre el eje de la Rueda delantera, y el eje de la rueda posterior, los valores son los siguientes:

Tabla N° 6-12. Especificaciones de distancia entre eje delantero y posterior.

Tipo de Eje	Distancia entre delantero y posterior	
	ft	m
Pequeño	12	3.66
Mediano	15	4.57
Grande	18	5.49

Fuente: (AASHTO Mechanistic–Empirical Pavement Design Guide, 2008)

Especificaciones del Neumático.

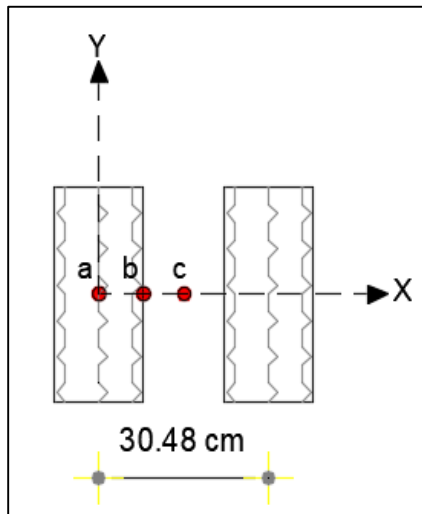
Dimensión del Neumático. –La Dimensión del Neumático dependerá de las especificaciones de cada fabricante, pero en general esta medida incide más en la característica detallada a continuación.

Presión del Neumático. –Como un valor estándar se considera de un valor de 80 psi, para ejes rueda simple, y 120 psi para ejes rueda Doble.

6.2.2.2.2. Puntos críticos para el análisis de deterioros.

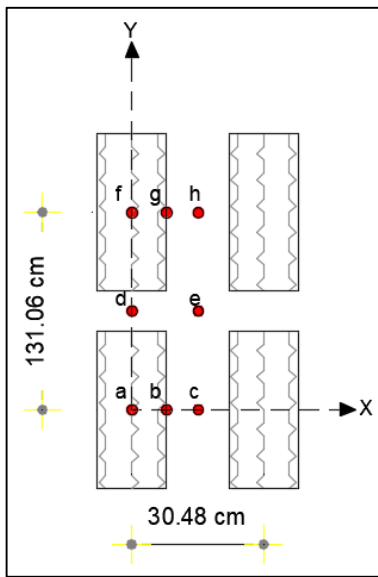
Se debe ubicar los puntos críticos para el análisis de deterioro, puntos que serán ubicados en el eje de cada rueda (Considerando el ancho de la rueda de **6 pulgadas**) bajo la cara interior de la rueda, y en centro del espaciamiento tanto del eje rueda doble como el espaciamiento entre ejes consecutivos de eje tándem o Tridem, como de detalla en las ilustraciones detalladas posteriormente.

Ilustración N° 6-6. Localización de puntos criticos eje simple rueda doble.



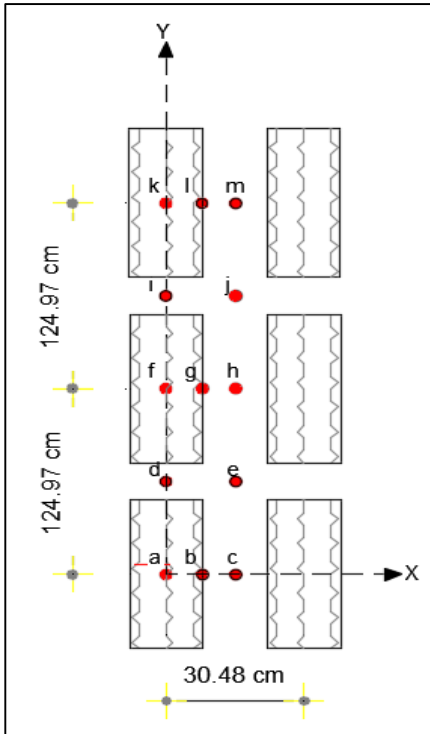
Fuente: Los autores.

Ilustración N° 6-7. Localización de puntos críticos eje tandem.



Fuente: Los autores.

Ilustración N° 6-8. Localización de puntos críticos eje tridem.



Fuente: Los autores.

Entonces cada punto crítico se encuentra ubicado a una respectiva coordenada, y siendo el punto “a” el centro del sistema de referencia, se procede a presentar la ubicación de los puntos críticos.

Tabla N° 6-13. Especificaciones de distancia entre eje delantero y posterior.

Tipo de eje	Punto	X (cm)	Y (cm)	Z (cm)
SRS	a	0	0	11
	b	7.62	0	11
	c	15.24	0	11
TANDEM	a	0	0	11
	b	7.62	0	11
	c	15.24	0	11
	d	0	65.53	11
	e	15.24	65.53	11
	f	0	131.06	11
	g	7.62	131.06	11
	h	15.24	131.06	11
TRIDEM	a	0	0	11
	b	7.62	0	11
	c	15.24	0	11
	d	0	62.48	11
	e	15.24	62.48	11
	f	0	124.97	11
	g	7.62	124.97	11
	h	15.24	124.97	11
	i	0	187.45	11
	j	15.24	187.45	11
	k	0	249.94	11
	l	7.62	249.94	11
	m	15.24	249.94	11

Fuente: Los autores, Ecuador, 2019

El valor de la coordenada Z corresponde al espesor de la capa de rodadura considerado en el modelo de prueba, detallado posteriormente.

6.2.2.3. Propiedades mecánicas de las capas estructurales.

En cuanto a los materiales, la determinación de los parámetros mecánicos de estos tanto para carpeta asfáltica como para capas granulares depende del nivel jerárquico de entrada, dependiendo del nivel requerido, la determinación de las propiedades mecánicas de los parámetros requerido por cada capa se obtiene como se resume en la tabla siguiente.

Tabla N° 6-14. Especificaciones capas estructurales de la vía.

CAPA	PARÁMETRO REQUERIDO	SÍMBOLO	NIVEL JERÁRQUICO DE ENTRADA		
			NIVEL 1	NIVEL 2	NIVEL 3
CARPETA ASFÁLTICA	Módulo dinámico	(E)	Ensayos de laboratorio	Correlaciones	Valores estimados
	Coeficiente de poisson	(u)	Ensayos de laboratorio	Valores recomendados por AASHTO 2008	
CAPAS GRANULARES	Módulo resiliente	(MR)	Ensayos de laboratorio	Correlaciones	Valores estimados
	Coeficiente de poisson	(u)	Ensayos de laboratorio	Valores recomendados por AASHTO 2008	

Fuente: (AASHTO, AASHTO Mechanistic–Empirical Pavement Design Guide, 2008, pág. 29)

6.2.2.3.1. Carpeta asfáltica.

- **Módulo dinámico.**

Nivel 1.- Como se observa en la tabla anterior el módulo dinámico de la carpeta asfáltica para este nivel debe ser obtenido mediante el ensayo de laboratorio AASHTO TP62.

Nivel 2.- Para este caso el módulo dinámico puede ser obtenido conforme a lo establecido en la sección 6.2.1.5.2, en función a la granulometría de la mezcla,

viscosidad, contenido de vacíos de la mezcla, espesor de la carpeta asfáltica y velocidad de operación.

Nivel 3.- Para este caso la Guía AASTHO 2008 señala que el valor del módulo dinámico puede ser estimado por el diseñador en base a su experiencia, pese a esto lo más recomendable es determinar el módulo basándose a lo establecido para el nivel 2.

- **Coefficiente de Poisson.**

Nivel 1.- En cuanto al coeficiente de Poisson para este nivel jerárquico debe ser determinado mediante ensayos de laboratorio.

Nivel 2 y 3.- La Guía AASHTO 2008, para estos niveles jerárquicos recomienda valores típicos de coeficiente de Poisson presentados en la siguiente tabla.

Tabla N° 6-15. Especificaciones capas estructurales de la vía.

Temperatura °F	Temperatura °C	Coeficiente de Poisson μ
< 0	< 0	0.15
0 - 40	0 - 4.44	0.20
40 - 70	4.44 - 21.11	0.25
70 - 100	21.11 - 37.77	0.35
100 - 130	37.77 - 54.44	0.45
> 130	> 54.44	0.48

Fuente: (AASHTO, AASHTO Mechanistic–Empirical Pavement Design Guide, 2008, pág. 116)

6.2.2.3.2. Capas granulares.

- **Módulo Resiliente.**

Nivel 1.- La Guía AASHTO 2008 determina que el módulo resiliente para este nivel se lo determinar mediante ensayos de laboratorio, específicamente mediante la

normativa AASHTO T 307 (Método estándar de prueba para determinar el módulo elástico de suelos y materiales agregados).

Nivel 2.- El módulo resiliente de las capas granulares puede ser determinado mediante correlaciones con el CBR, la Guía AASHTO 2008 recomienda las siguientes correlaciones:

$$M_r = 1500 * CBR \quad \text{Para } CBR \leq 10\% \quad (psi)$$

$$M_r = 2555 * CBR^{0.64} \quad \text{Para } CBR > 10\% \quad (psi)$$

Nivel 3.- Para este nivel la guía AASHTO recomienda los siguientes valores de módulo resiliente.

Tabla N° 6-16. Valores recomendados de Mr.

Clasificación del material (AASHTO)	MR (Psi) para Base/Subbase	MR (Psi) para Subrasante
A-1-a	40000	29500
A-1-b	38000	26500
A-2-4	32000	24500
A-2-5	28000	21500
A-2-6	26000	21000
A-2-7	24000	20500
A-3	29000	16500
A-4	24000	16500
A-5	20000	15500
A-6	17000	14500
A-7-5	12000	13000
A-7-6	8000	11500

Fuente: (AASHTO, AASHTO Mechanistic–Empirical Pavement Design Guide, 2008, pág. 126)

- **Coefficiente de Poisson.**

Nivel 1.- El coeficiente de Poisson para este nivel jerárquico debe ser determinado mediante ensayos de laboratorio.

Nivel 2 y 3.- La Guía AASHTO 2008, para estos niveles jerárquicos recomienda valores típicos de coeficiente de Poisson presentados en la siguiente tabla.

Tabla N° 6-17. Valores recomendados de Coeficiente de Poisson.

Material	Rango	
Material granular	0.30	0.4
Material granular tratado con cemento	0.10	0.2
Suelos finos tratados con cemento	0.15	0.35
Materiales estabilizados con cal	0.10	0.25
Arena densa	0.20	0.45
Suelos finos	0.30	0.5
Arcillas saturadas	0.40	0.5

Fuente: (AASHTO, AASHTO Mechanistic–Empirical Pavement Design Guide, 2008, pág. 123)

6.2.2.4. Clima.

El clima es un factor de suma importancia ya que este influye directamente en el desempeño del pavimento, particularmente el módulo de la carpeta asfáltica cambia conforme la temperatura cambia.

A continuación, se detallan todos los parámetros del clima que el método considera.

6.2.2.4.1. Temperatura.

Este valor se considera como la temperatura del aire registrada por un termómetro que no se encuentra expuesto a la radiación solar. Este valor tiene fluctuaciones en cuanto a temperatura se refiere, estas variaciones son evidentes en los diferentes meses del

año, pero así a su vez varían según anualmente, por ello para determinar un valor de temperatura media mensual representativo se debe análisis una serie histórica de 10 años mínimo, determinando así la Temperatura media mensual multianual para un periodo determinado.

La temperatura influye en la resistencia de la carpeta asfáltica, por ello el considerar dicha característica representa una ventaja de esta metodología sobre el Método AASTHO 93, siendo este último eficiente en condiciones similares a las de la carretera experimental del AASHO.

6.2.2.4.2. Humedad.

Este parámetro representa el contenido de agua evaporada en el aire, medida en porcentaje, el aire de mayor temperatura tiene la capacidad de contener mayor de vapor que el aire frío, las gradientes de humedad en conjunto a la temperatura suele provocar daños superficiales en la capa de rodadura, produciendo agrietamiento.

La humedad representa un problema en las capas no ligadas, ya que producen un cierto cambio volumétrico en la mismas.

6.2.2.4.3. Precipitación.

Este factor climático cuyo valor de ingreso para la Metodología empírico mecanicista se lo requiere como la precipitación media horaria, registrada en pulgadas. Este factor es de suma importancia debido a que los efectos de la precipitación en la carpeta producen fisuramiento y desprendimiento de los materiales.

6.2.2.4.4. Nubosidad.

Este valor se determina como un porcentaje de la intercepción del sol, siendo 0% cuando está despejado, y 100% cuando está totalmente cubierto de nubes con respecto al punto de observación. La unidad de medida de la nubosidad que reporta la entidad INAMHI es la octa.

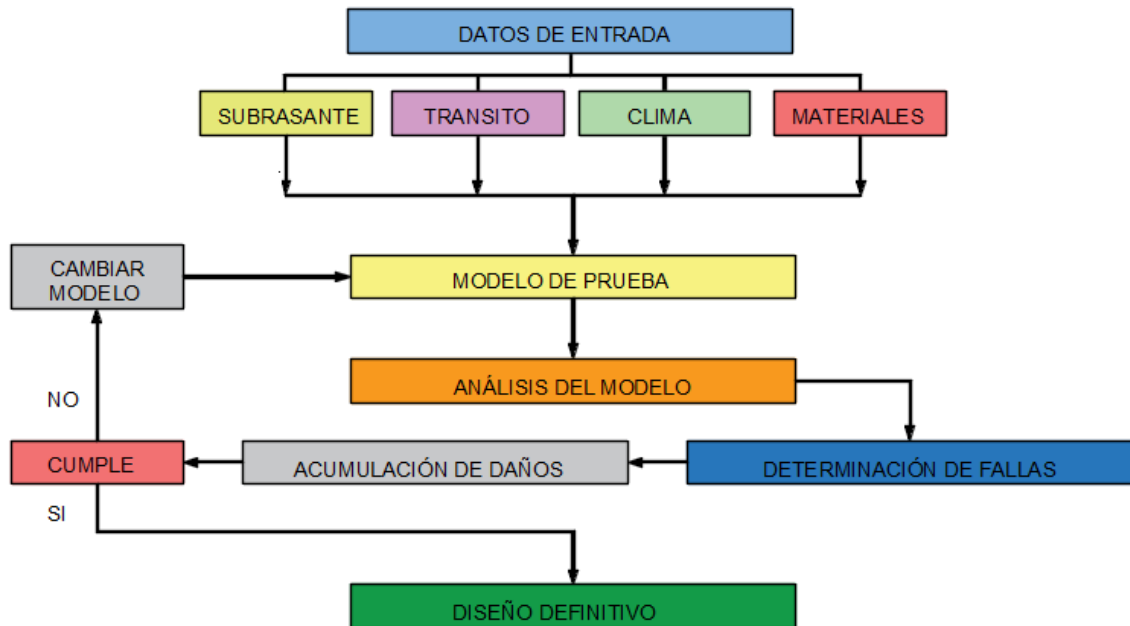
6.2.2.4.5. Viento.

La velocidad del viento se refiere a un valor promedio de velocidad durante un periodo de dos minutos, contraria a una velocidad instantánea. La unidad de medida de la velocidad utilizada en la metodología es de Millas/hora. El viento es un factor que tiene efecto sobre la temperatura, ya que cuando el viento sopla en la superficie esta reduce su temperatura. Como es lógico el viento no es constante en el sitio, debido a la variación producida por el sistema de clima, altitud de la zona, etc. La medición de esta es difícil, siendo Patel quien sugirió que una manera adecuada de estudiar la variabilidad de la velocidad del viento es con la herramienta estadística de distribución de Weibull.

6.2.3. Metodología de diseño.

Para entender de una manera clara la metodología de diseño según la Guía AASHTO 2008, a continuación, se presenta un diagrama de flujo con los pasos a seguir.

Ilustración N° 6-9. Diagrama de flujo para el diseño estructural aplicando MEPDG.



FUENTE: Los autores

6.2.3.1. Datos de entrada.

- **Nivel jerárquico.** – Como se detalló anteriormente es indispensable determinar el nivel jerárquico con el que se diseñara la vía. (Ver sección 6.3.2.1.).
- **Subrasante y materiales.** - Los datos de entrada respecto a la subrasante y materiales de las capas granulares se lo obtendrá dependiendo del nivel jerárquico seleccionado. (Ver sección 6.3.2.3.).
- **Tránsito.** - Al igual que los datos de materiales y subrasante, la obtención de este parámetro se lo realizará dependiendo del nivel jerárquico. (Ver sección 6.3.2.2.).

6.2.3.2. Modelo de prueba.

El diseño de pavimentos flexibles empleando la metodología de la Guía AASHTO 2008, consiste en realizar un análisis de daños a una estructura de pavimento determinada, es por esta razón que el diseñador deberá definir una sección transversal inicial, esto se lo puede realizar mediante el método AASHTO 93, u otras metodologías.

6.2.3.3. Análisis del modelo y determinación de fallas.

Una vez obtenido el modelo inicial se procede a realizar el análisis del modelo, para esto emplearemos el software “WESLEA”. A continuación, se detalla el proceso de ingreso de datos al software.

- **Ingreso de datos de materiales.** – Una vez ingresado al software procederemos a ingresar los datos de la estructura, esto lo realizamos mediante el menú Input->Structure, o con el comando Ctrl+T. En la ventana mostrada deberemos ingresar datos como.

- ✓ Número de capas (capa de rodadura, base, subbase, mejoramiento)
- ✓ Tipo de material (AC=Concreto asfáltico, PCC=Concreto de Cemento Portland, GB=Base Granular, Soil=Suelo, Rock=Roca, Otros).
- ✓ Módulo de la capa (Módulo dinámico para cemento asfáltico, Módulo resiliente para capas granulares, suelo y roca).
- ✓ Coeficiente de Poisson.
- ✓ Espesor de capa (Datos obtenidos del modelo inicial)

Ilustración N° 6-10. Ingreso de datos de la estructura de pavimentos en software WESLEA

Structural Information (F1 for Help)

Number of Layers: ☒ 2 ☐ 3 ☐ 4 ☐ 5

Material Type:

Min Modulus, MPa: 551.6

Layer Modulus, MPa:

Max Modulus, MPa: 13789.5

Poisson's Ratio:

Min - Max: 0.15 - 0.4

Thickness, cm:

Slip (0 or 1)
1 = Full Adhesion
0 = Full Slip

Layer 1	Layer 2	Layer 3	Layer 4	Layer 5
Min Modulus, MPa: 551.6	20.7	20.7	20.7	20.7
Layer Modulus, MPa: 3447.4	206.8	206.8		
Max Modulus, MPa: 13789.5	206.8	206.8		
Poisson's Ratio: 0.35	0.2 - 0.5	0.2 - 0.5	0.2 - 0.5	0.2 - 0.5
Thickness, cm: 2.54	2.54	2.54		
Slip: 1	1	1	1	

OK Cancel

FUENTE: Los autores

- **Ingreso de datos de tránsito.** – Para abrir la ventana de “Loads” lo podemos hacer mediante el menú Input->Loads, o con el comando Ctrl+L. En esta ventana deberemos ingresar los siguientes datos.
 - ✓ Configuración de eje (SRS, SRD, Tándem, Trídem, Otro).
 - ✓ Número de repeticiones de carga (% de TPDA correspondiente a cada configuración de eje, obtenido mediante el espectro de carga).
 - ✓ Magnitud de la carga. (Esta magnitud será obtenida del tonelaje del espectro de carga dividida para el número total de llantas en la configuración de eje analizada).

$$MC_{SRS} = \frac{Peso}{2} ; MC_{SRD} = \frac{Peso}{4} ; MC_{TANDEM} = \frac{Peso}{8} ; MC_{TRIDEM} = \frac{Peso}{12}$$

- ✓ Presión de inflado. (valor recomendado de 80 PSI para SRS, y 120 PSI para las otras configuraciones)

Ilustración N° 6-11. Ingreso de datos de tránsito en software WESLEA

The screenshot shows the 'Loads (F1 for Help)' dialog box in the WESLEA software. The dialog is divided into several sections:

- Loading Configuration:** Contains icons for Single, Tandem, Tridem, Steer, and Other. The 'Steer' option is selected.
- Limit:** A yellow box labeled 'Limit 20'.
- Total Number of Load Applications:** A text box containing '1000'. A blue annotation box labeled 'Repeticiones de carga' points to this field.
- Number of Loads in Configuration:** A section with 'Number of Loads' set to '1' and 'Load number' '1 of 1 total loads'.
- Location Data:** Contains 'X' and 'Y' coordinates, both set to '0' cm.
- Load Control:** Contains 'Next Load' and 'Previous Load' buttons.
- Uniform?:** A checkbox that is checked.
- Load Magnitude:** A text box containing '22.24' kN. A blue annotation box labeled 'Magnitud de la carga' points to this field.
- Tire Pressure:** A text box containing '689.48' kPa. A blue annotation box labeled 'Presión de inflado' points to this field.
- Buttons:** 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Additional blue annotation boxes include 'Tipo de eje' pointing to the 'Loading Configuration' section and 'Presión de inflado' pointing to the 'Tire Pressure' field.

FUENTE: Los autores

- **Ingreso de puntos crítico.** – Los puntos críticos que fueron definidos conforme a la Sección 6.3.2.1.2. deberán ser ingresados al software WESLEA mediante el menú Input->Evaluation, o con el comando Ctrl+E.

Ilustración N° 6-12. Ingreso de datos de puntos críticos WESLEA

Número de puntos críticos

Number of Locations: 5

Location number: 5 of 5 total locations.

Capa N°

Layer: 1

Coordenadas del punto crítico

X: 0 cm Y: 0 cm Z: 0 cm

Location Control: Next Location, Previous Location

Plan View, Profile View

OK, Cancel

FUENTE: Los autores

- Determinación de deformaciones unitarias por compresión y tensión.** – Las deformaciones unitarias compresión (Ahuellamiento “ ϵ_z ”) y tensión (Fatiga “ ϵ_t ”), se las obtiene con ayuda del software esto mediante el menú Ouput->View Ouput, o con el comando Ctrl+V.

Ilustración N° 6-13. Resultado de deformaciones unitarias, WESLEA

Localización del punto crítico

Location Identifier: Number of Locations: 1, Location number: 1 of 1

Location Data: Layer: 1, X: 0 cm, Y: 0 cm, Z: 2.54 cm

Location Control: Next Location, Previous Location

Plan View, Profile View

Deformación por compresión (ϵ_z)

Normal Stress (kPa): -4225.96, -4225.96

Normal MicroStrain: -852.83, -852.83, 1018.2

Deformación tensional (ϵ_t)

Normal Stress (kPa): 1088.83

Shear Stress (kPa): 0, 0, 0

Pavement Life: Number of Loads Applied: 1000, Allowed: 12984, Damage: 0.08

Fatigue: 1000, 12984, 0.08

Rutting: 1000, 0, 0

View Transfer Functions

OK, Export Data

FUENTE: Los autores

Este análisis de deberá realizar para cada uno de los puntos críticos, tomando los valores de las respuestas criticas (valores máximos) de deformaciones tensionales y por compresión. Se repite este análisis para todas las configuraciones de ejes.

6.2.3.4. Acumulación de daños.

La acumulación de daños se lo realiza mediante la suma de porcentajes de daño causado por cada una de las configuraciones de ejes, dicho porcentaje se lo obtiene de la relación delas repeticiones de carga esperadas (N) y la repetición de carga admisibles (N_{adm}).

$$D = \sum \frac{N}{N_{adm}}$$

6.2.3.4.1. Repeticiones de carga admisibles por fatiga (N_{fadm}).

Este valor representa el número de repeticiones de carga admisibles para un tipo de configuración de eje, antes que se produzca agrietamiento longitudinal y/o agrietamiento de piel de cocodrilo. Dichos fenómenos están relacionados con la deformación unitaria tensional (ϵ_t) de la fibra inferior de la carpeta asfáltica. Este valor se lo determina con la siguiente ecuación:

$$N_{fadm} = f_1 * 0.004325 * (\epsilon_t)^{-3.291} * (Eac)^{-0.854}$$

Donde:

N_f : Número de repeticiones admisibles por fatiga.

ϵ_t : deformación unitaria tensional

E_{CA} : Modulo dinámico de la carpeta asfáltica (PSI)

f_1 : Coeficiente determinado en laboratorio mediante ensayos de fatiga, el instituto del asfalto recomienda obtener este valor mediante la siguiente ecuación.

$$f_1 = 18.4 * 10^M$$

Donde M se determina de la siguiente manera:

$$M = 4.84 * \left(\frac{V_b}{V_v + V_b} - 0.6875 \right)$$

Donde:

V_b : % de asfalto de la mezcla.

V_v : % de vacíos de la mezcla.

6.2.3.4.2. Repeticiones de carga admisibles por ahuellamiento ($N_{d adm}$).

Este valor representa el número de repeticiones de carga admisibles para un tipo de configuración de eje, antes que se produzca el ahuellamiento. Este fenómeno está relacionado con la deformación unitaria por compresión (ϵ_z) en la parte superior de la subrasante. Este valor se lo determina con la siguiente ecuación:

$$N_{d adm} = 1.365 * 10^{-9} * (\epsilon_z)^{-4.477}$$

Donde:

Nd: Número de repeticiones admisibles por ahuellamiento.

εz: deformación unitaria por compresión.

Una vez determinado el daño acumulado de todas las configuraciones de ejes, este no deberá sobrepasar el 100%, en caso contrario se deberá realizar modificaciones en el modelo inicial (espesores de capa de la estructura de pavimento) con el fin de garantizar que las repeticiones esperadas (N) no superen a las admisibles (Nadm).

6.2.4. Ejemplo de diseño.

A continuación, se presentará un ejemplo de diseño de un pavimento Flexible por Método empírico mecanicista AASTHO 2008, cuyos valores de entrada tendrán un Nivel de entrada 2 requeridos para una vía de caracterización de segundo orden.

Datos de Entrada. –Se requiere conocer los parámetros mecánicos del suelo, de los materiales, y así el tráfico.

Subrasante y Materiales. –Como se trata de nivel jerárquico 2 se requiere obtener el módulo resiliente a través de correlaciones, y el coeficiente de Poisson se tomará los valores recomendados en la Tabla N° 6-14, como se detalla a continuación:

Subrasante. –El valor de percentil 85 del CBR es 5.4%, entonces el módulo resiliente se obtiene con la ecuación correspondiente a CBR menor a 10 %:

$$M_r = 1500 * CBR$$

$$M_r = 1500 * 5.4$$

$$M_r = 8100 \text{ psi}$$

El coeficiente de Poisson recomendado para suelos finos es:

$$\mu = 0.45$$

Capa granular de mejoramiento. –Dicho material debe satisfacer un CBR de 20% para ser considerado como material de mejoramiento, el módulo resiliente se obtiene con la ecuación para CBR mayor o igual a 20%:

$$M_r = 2555 * CBR^{0.64}$$

$$M_r = 2555 * 20^{0.64}$$

$$M_r = 17380.01 \text{ psi}$$

El coeficiente de Poisson recomendado para material granular es:

$$\mu = 0.40$$

Sub-base granular. –El valor del CBR es de 30%, obteniendo:

$$M_r = 22529.34 \text{ psi}$$

El coeficiente de Poisson recomendado para material granular es:

$$\mu = 0.40$$

Base granular. –El valor de CBR es de 80%, teniéndose:

$$M_r = 42205.45 \text{ psi}$$

El coeficiente de Poisson recomendado para material granular es:

$$\mu = 0.35$$

Carpeta Asfáltica. –Para el cálculo de la Carpeta asfáltica se va a utilizar las ecuaciones desarrolladas en la sección 6.2.1.5.2. de esta Guía, para lo cual se tiene la siguiente información de capítulos anteriores.

Porcentaje de Asfalto: 11.0 %

Porcentaje de Vacíos: 4%

Retenido Acumulado en Tamiz $\frac{3}{4}$ ": 0 %

Retenido en Tamiz 3/8: 14.96 %

Retenido en Tamiz N°4: 36.85 %

Pasa Tamiz N° 200: 5.39 %

Penetración del asfalto: 34.5 décimas de milímetro

Índice de penetración: -0.8

Velocidad de operación (Vop):70 Km/h.

Espesor esperado de capa de rodadura (h): 16 cm

Viscosidad de asfalto al envejecimiento: 3.33 Poises.

Tiempo de aplicación de carga (t):

$$t = 10^{(0.005h - 0.2 - 0.94 \log V_{op})}$$

$$t = 10^{(0.005 * 200 - 0.2 - 0.94 \log 70)}$$

$$t = 0.0734 \text{ s}$$

Frecuencia de aplicación de la carga de tránsito (f).

$$f = \frac{1}{2\pi t}$$

$$f = \frac{1}{2\pi * 0.0734}$$

$$f = 2.169 \text{ Hz}$$

Módulo dinámico de la carpeta asfáltica (E).

$$\begin{aligned} \log E = & 3.750063 + 0.02932\rho_{200} - 0.001767(\rho_{200})^2 - 0.002841\rho_4 - 0.05809V_a - 0.802208\left(\frac{V_{beff}}{V_{beff} + V_a}\right) \\ & + \frac{3.871977 - 0.0021\rho_4 + 0.003958\rho_{\frac{3}{8}} - 0.000017\left(\rho_{\frac{3}{8}}\right)^2 + 0.00547\rho_{\frac{3}{4}}}{1 + e^{(-0.603313 - 0.31335\log(f) - 0.393532\log(n))}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
LogE = & 3.750063 + 0.02932 * 5.39 - 0.001767(5.39)^2 - 0.002841 * 36.85 - 0.05809 * 4.0 \\
& - 0.802208 \left(\frac{11.0}{11.0 + 4.0} \right) \\
& + \frac{3.871977 - 0.0021 * 36.85 + 0.003958 * 14.96 - 0.000017(14.96)^2 + 0.00547 * 0}{1 + e^{(-0.603313 - 0.31335 \log(2.169) - 0.393532 \log(3.33))}}
\end{aligned}$$

$$LogE = 5.6801$$

$$E = 478762.68 \text{ PSI}$$

$$E = 3300.95 \text{ MPa}$$

El coeficiente de Poisson para la carpeta asfáltica es de:

$$\mu = 0.35$$

Tránsito. –Para el ejemplo se va a presentar el siguiente Espectro de carga:

Tabla N° 6-18. Espectro de Carga.

TIPO DE VEHÍCULO	TPDA	TPDA Proyectado al periodo de diseño	EJE SIMPLE RUEDA SIMPLE (SRS) 7T	EJE SIMPLE RUEDA DOBLE (SRD) 11T	EJE TRÍDEM 24T
LIVIANOS	454	2054760	-	-	-
2D	100	452590	-	-	-
2BD	270	1221994	1221994	1221994	-
2S3	17	76940	76940	76940	76940
		Σ	1298934	1298934	76940

Fuente: Los autores, Ecuador, 2018.

Como se detalló en metodología se requiere de la carga por cada rueda, a la vez que la presión de inflado, que se presenta a continuación.

Tabla N° 6-19. Especificación del tráfico.

Tipo de Eje	Carga Total (T)	Carga por Rueda (T)	Carga por rueda (KN)	P Inflado (PSI)	P Inflado (Kpa)
SRS	7.0	3.5	34.3	80.0	551.6
SRD	11.0	2.8	27.0	120.0	827.4
Trídem	24.0	2.0	19.6	120.0	827.4

Fuente: Los autores, Ecuador, 2018.

Modelo de Prueba. –Como se detalló anteriormente los espesores de las capas estructurales de un pavimento para el modelo de prueba se determinan con metodologías como la AASHTO 93, de la cual se obtiene el siguiente diseño preliminar.

Tabla N° 6-20. Espesores de capa de modelo de prueba.

Capa	Espesor capa (cm)
Mejoramiento	41.00
Sub - base	23.00
Base	18.00
Capa de rodadura	11.00

Fuente: Los autores, Ecuador, 2018

El resumen de todas las propiedades de los materiales se presenta a continuación.

Tabla N° 6-21. Modelo estructural obtenido por AASHTO 93.

Tipo de capa	Espesor (cm)	Módulo (Psi)	Módulo (Mpa)	Poisson μ
Subrasante	Semi-infinita	8100.00	55.85	0.45
Mejoramiento	41	17380.01	119.83	0.40
Subbase	23	22529.34	155.33	0.40
Base	18	42205.45	291.00	0.35
C. Rodadura	11	599425.54	3300.95	0.35

Fuente: Los autores, Ecuador, 2018

Análisis de modelo y determinación de Fallas. –Se va a realizar el análisis con el Software WESLEA, como de detalla a continuación.

Ingreso de Propiedades de los materiales. –Se indica el ingreso de los materiales en correspondencia a la información presentada en la Tabla N°6-21.

Ilustración N° 6-14. Ingreso de datos de materiales software WESLEA

	Layer 1	Layer 2	Layer 3	Layer 4	Layer 5
Material Type	AC	GB	GB	GB	Soil
Min Modulus, MPa	551.6	20.7	20.7	20.7	20.7
Layer Modulus, MPa	3300.95	291	155.3	119.8	55.9
Max Modulus, MPa	13789.5	206.8	206.8	206.8	206.8
Poisson's Ratio	0.35	0.35	0.4	0.4	0.45
Min - Max	0.15 - 0.4	0.2 - 0.5	0.2 - 0.5	0.2 - 0.5	0.2 - 0.5
Thickness, cm	11	18	23	41	Infinite
Slip (0 or 1)	1	1	1	1	

FUENTE: Los autores

A continuación, se indica la configuración del Tránsito para el eje Simple Rueda Simple, en conformidad a las Tablas N° VI-18 y 19.

Ilustración N° 6-15. Ingreso de datos de tráfico Eje SRS en software WESLEA.

Loads (F1 for Help)

Loading Configuration

☐ Single ☐ Tandem ☐ Tridem ☒ Steer ☐ Other **Limit 20**

Total Number of Load Applications: 1298934

Number of Loads in Configuration

Number of Loads: 1
Load number: 1 of 1 total loads.

Load Control

Next Load
Previous Load

Location Data

X: 0 cm
Y: 0 cm

Load Data

Uniform? ☒
Load Magnitude: ☒ 34.32 kN
Tire Pressure: ☒ 551.58 kPa

OK Cancel

FUENTE: Los autores

Ingreso de los puntos críticos se lo realiza a través de coordenadas, como se detalló en la de Sección 6.3.2.1.2.

Ilustración N° 6-16. Ingreso de datos puntos críticos software WESLEA

Evaluation Locations (F1 for help)

Location Identifier

Number of Locations: 8
Location number: 1 of 8 total locations.

Location Control

Next Location
Previous Location

☐ Standard Locations?

Location Data

Layer: 1 X: 0 cm Y: 0 cm Z: 11 cm

Plan View
Profile View

OK Cancel

FUENTE: Los autores

En el modelo se ingresaron 2 puntos en el plano, y la profundidad de las 4 capas estructurales, dando como tal 8 puntos críticos.

Deformaciones Unitarias. –Las deformaciones críticas se presentan en el centro de la rueda y a la profundidad de la primera capa.

Ilustración N° 6-17. Visualización de deformaciones unitarias software WESLEA

The screenshot shows the 'Weslea Output (F1 for Help)' window. It contains several sections:

- Location Identifier:** Number of Locations: 2, Location number: 1 of 2.
- Location Data:** Layer: 1, X: 0 cm, Y: 0 cm, Z: 11 cm.
- Location Control:** Next Location, Previous Location.
- Model Output:**

	X	Y	Z
Normal Stress (kPa)	-1138.67	-1138.67	182.01
Normal MicroStrain	-194.49	-194.49	236.9
Displacement (micrometer)	0	0	426.2
	YZ	XZ	XY
Shear Stress (kPa)	0	0	0
- Sign Convention:** (Empty box)
- Pavement Life:**

	Number of Loads Applied	Allowed	Damage
Fatigue	1298934	1362330	0.95
Rutting	1298934	63013649	0.02
- View Transfer Functions:** (Button)
- Plan View / Profile View:** (Diagram showing X, Y, Z axes and a wheel load).
- Buttons:** OK, Export Data.

FUENTE: Los autores

El análisis se lo realiza para los tres tipos de eje detallados en el espectro de carga, obteniéndose.

Tabla N° 6-22. Deformaciones Unitarias software WESLEA.

Eje	CARGA	Deformación Tensional (Et)	Deformación por Compresión (Et)	Capa	Punto Crítico
SRS	7 T	1.94E-04	2.37E-04	1	a
SRD	11 T	2.50E-04	2.58E-04	1	a
TRIDEM	24 T	2.00E-04	2.10E-04	1	a

Fuente: Los autores, Ecuador, 2018

Acumulación de daños. –Tanto las repeticiones de Carga por admisibles por fatiga y por ahuellamiento utilizan las ecuaciones detalladas en la subsección 6.3.3.4.

Con ello se obtiene los resultados detallados en la siguiente tabla.

Tabla N° 6-23. Respuestas de consumo por fatiga y ahuellamiento, Modelo de prueba.

Tipo de eje	Magnitud carga x eje ton	Magnitud carga x rueda kg	Magnitud carga x rueda kn	Presión de inflado kg/cm2	Radio de carga cm	Transito calculado repeticiones esperadas	Evaluación carpeta deformación tensional ϵt	Estructural asfáltica repeticiones admisibles	% de consumo - fatiga $E=\sum N/N_{adm}$	Evaluación deformación compresión ϵz	Estructural subrasante repeticiones admisibles $N_d f_{adm}$	% de consumo ahuellamiento $E=\sum N/N_{adm}$
A	B	C=B/N° ruedas	D=C*0.0098	E	F	G	H	J	K=G/J	L	N	O=G/N
SRS	7	3500	34.32	5.60.	14.	1298934	1.945.E-04	3.055.E+06	42.51%	2.369.E-04	2.324.E+07	5.59%
SRD	11	2750	26.97	8.40.	10.	1298934	2.502.E-04	1.334.E+06	97.38%	2.581.E-04	1.582.E+07	8.21%
Tridem	24	2000	19.61	8.40.	9.	76940	1.997.E-04	2.802.E+6	2.75%	2.099.E-04	3.993.E+07	0.19%
CONSUMOS TOTALES									142.64%			13.99%

Fuente: Los autores, Ecuador, 2018

Donde los cálculos se presentan a continuación:

De la columna A, a la columna G son datos preliminarmente detallados, sobre el tráfico y sus especificaciones.

Columna H: Deformación Tensional es obtenida del análisis realizado en el software WESLEA cuyos resultados se han resumido en la Tabla N° 6-23.

Se presenta los cálculos para el eje simple rueda simple SRS de 7 T, para los demás ejes se realizan de la misma manera.

Columna J: Repeticiones Admisibles por fatiga se obtiene con la siguiente ecuación.

$$N_{fadm} = f_1 * 0.004325 * (\epsilon_t)^{-3.291} * (Eac)^{-0.854}$$

$$N_{fadm} = f_1 * 0.004325 * (1.945 \times 10^{-04})^{-3.291} * (3300.95)^{-0.854}$$

Donde:

$$f_1 = 18.4 * 10^M$$

Y el coeficiente M:

$$M = 4.84 * \left(\frac{V_b}{V_v + V_b} - 0.6875 \right)$$

$$M = 4.84 * \left(\frac{11}{4 + 11} - 0.6875 \right) = 0.2218$$

Entonces:

$$f_1 = 18.4 * 10^{0.2218}$$

$$f_1 = 30.666$$

Finalmente, las repeticiones admisibles son:

$$N_{fadm} = 30.666 * 0.004325 * (1.945 \cdot E - 04)^{-3.291} * (3300.95)^{-0.854}$$

$$N_{fadm} = 3055298.194$$

Columna K: Porcentaje de consumo por fatiga (D), se obtiene con la relación entre el Numero de repeticiones proyectadas para el número de repeticiones admisibles, así:

$$D = \frac{N}{N_{adm}} * 100$$

$$D = \frac{1298934}{3055298.194} * 100$$

$$D = 42.51\%$$

Columna L: Deformación por compresión es obtenida del análisis realizado en el software WESLEA cuyos resultados se han resumido en la Tabla N° 6-23.

Columna N: Repeticiones admisibles por ahuellamiento se obtiene por la siguiente ecuación.

$$N_{d adm} = 1.365 * 10^{-9} * (\epsilon_z)^{-4.477}$$

$$N_{d adm} = 1.365 * 10^{-9} * (2.369 \times 10^{-04})^{-4.477}$$

$$N_{d adm} = 23238327.850$$

Columna O: Porcentaje de consumo por ahuellamiento (D), se obtiene con la relación entre el Numero de repeticiones proyectadas para el número de repeticiones admisibles, así:

$$E = \frac{N}{N_{adm}} * 100$$

$$E = \frac{1298934}{23238327.85} * 100$$

$$E = 5.59\%$$

Los porcentajes de consumo se calculan para todas las cargas consideradas (Por cada tipo de eje), siendo el porcentaje de consumo total o acumulado el Resultado que define si el diseño es adecuado o no, siendo así.

Diseño óptimo. –Porcentaje de consumo entre 90 y 99 %.

Sub-dimensionada. –Porcentaje de consumo mayor o igual al 100%.

Sobre-dimensionada. –Porcentaje de consumo menor al 90 %.

Es decir, se debe aumentar la sección de las capas estructurales tal que se consiga un diseño que optimice las condiciones de carga consideradas en el diseño.

CAPÍTULO VII

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTO RÍGIDO

7.1. Método AASHTO 93.

Este al igual que el método de diseño de pavimento flexible surge de la revisión realizada en el año 1993 al “Manual de Diseño de Estructuras de Pavimentos AASHTO 86”, manual que se caracteriza por mantener las ecuaciones de comportamiento de los pavimentos establecida en el experimento vial de la AASHO en el año 1961.

La ecuación básica utilizada para realizar el diseño del pavimento rígido es la siguiente:

$$\log_{10} Wt_{18} = Z_r * S_o + 7.35 * \log_{10}(D + 1) - 0.06 + \frac{\log_{10} \left(\frac{\Delta PSI}{4.5 - 1.5} \right)}{1.0 + \frac{1.624 * 10^7}{(D + 1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32P_t) * \log_{10} \left[\frac{S_c * C_d * (D^{0.75} - 1.132)}{215.63 * J * \left(D^{0.75} - \frac{18.42}{\left(\frac{E_c}{k} \right)^{0.25}} \right)} \right]$$

Ec. VII-1

Donde:

Wt₁₈: de aplicaciones de carga equivalente de 18 Kilo libras (Kips) acumuladas para el periodo de diseño.

Z_r: Desviador en la curva de distribución normal, se encuentra en función del grado de confiabilidad de diseño (R).

S_o: Desviación estándar, función de posibles variaciones en las estimaciones de tránsito.

Δ PSI: Pérdida de serviciabilidad que se prevé en el diseño, diferencia entre la serviciabilidad inicial (po) y serviciabilidad final (pf) para el periodo de diseño considerado.

Sc: Resistencia media a la flexión del concreto (Módulo de rotura “MR”). (PSI)

Cd: Coeficiente de drenaje.

Ec: Modulo de elasticidad del concreto. (PSI)

J: Coeficiente de transmisión de carga en juntas.

K: Coeficiente de balasto de la capa de apoyo. (PCI)

D: Espesor de losa de concreto (pulg).

A continuación, se detallan los parámetros de diseño que el método considera.

7.1.1. Parámetros de diseño.

7.1.1.1. Tránsito de diseño.

Esta metodología de diseño requiere del cálculo de ejes equivalentes (18Kips) acumulados durante el periodo de diseño. El proceso para la obtención de este parámetro se detalla en el Capítulo II de esta Guía.

7.1.1.2. Serviciabilidad.

Se refiere al resultado final que la vía transmite al conductor, es decir la comodidad y seguridad que este experimenta al conducir en la vía terminada, la cuantificación de dicha

característica se determinó como el Índice de Serviciabilidad Presente (PSI, por sus siglas en inglés “present serviciability index”), dicho índice califica al pavimento en una escala del 0 (pésimas condiciones) al 5 (en perfectas condiciones), pero al ser una medida subjetiva, se obtuvo ecuaciones para obtener el PSI, existe ecuaciones establecidas por el AASHO, las cuales fueron determinadas en las pruebas realizadas, se encuentran detalladas en el Capítulo II (Estudio de Tránsito). Los valores de serviciabilidad obtenidos de la Carretera Experimental AASHO para pavimentos rígidos son:

Para condiciones iniciales (P_o):

$$P_o = 4.5$$

Para condiciones finales (P_f):

$$P_f = 2.0 \quad \text{Para vías de tránsito menor}$$

$$P_f = 2.5 \quad \text{Para vías de primer orden}$$

7.1.1.2.1. Coeficiente de drenaje (C_d).

Este coeficiente de ajuste depende de la calidad de drenaje de la capa, así como del tiempo en el que la estructura del pavimento está expuesta a niveles de humedad próximas a la saturación, en la Guía de diseño de estructuras de pavimentos AASHTO 1993, presenta la siguiente tabla para determinar el factor de ajuste:

Tabla N° 7-1. Valores recomendados del coeficiente de drenaje (mi), para capas de base y subbase no tratadas.

Calidad de drenaje	% del tiempo en el que la estructura del pavimento está expuesta a niveles de humedad próximas a la saturación			
	Menos del 1%	Entre 1 - 5%	Entre 5 - 25%	Más del 25 %
Excelente	1.25 – 1.20	1.20 – 1.15	1.15 – 1.10	1.10
Buena	1.20 – 1.15	1.15 – 1.10	1.10 – 1.00	1.00
Regular	1.15 – 1.10	1.10 – 1.00	1.00 – 0.90	0.90
Pobre	1.10 – 1.00	1.00 – 0.90	0.90 – 0.80	0.80
Muy Pobre	1.00 – 0.90	0.90 – 0.80	0.80 – 0.70	0.70

Fuente: (AASHTO Guide for design of pavement structures, 1993, págs. II-26)

7.1.1.3. Nivel de confianza.

Este parámetro involucra una la probabilidad de que un pavimento tenga un nivel de serviciabilidad sobre los límites establecidos, durante su vida de diseño, bajo la repetición de cargas de diseño. El valor de nivel de confiabilidad se lo selecciona en función del tipo de carretera. La guía AASHTO 93 sugiere los siguientes valores para los diferentes tipos de carreteras.

Tabla N° 7-2. Nivel de confiabilidad sugeridos para diferentes carreteras.

Clasificación de carretera	Nivel de confiabilidad recomendado R%	
	Urbana	Rural
Autopista interestatales y otras	85 - 99.9	80 - 99.9
Arteria o carreteras principales	80 - 99	75 - 95
Colectoras de transito	80 - 95	75 - 95
Carreteras locales	50 - 80	50 - 80

FUENTE: (AASHTO Guide for design of pavement structures, 1993, págs. II-9)

7.1.1.4. Desviación estándar normal.

La desviación estándar normal (Zr), se determinará mediante el nivel de confiabilidad, como recomienda la Guía AASHTO 93.

Tabla N° 7-3. Valores de Desviación estándar normal recomendados por la Guía AASHTO 93

Confiabilidad	Zr	Confiabilidad	Zr
50	0	93	-1.476
60	-0.253	94	-1.555
70	-0.524	95	-1.645
75	-0.674	96	-1.751
80	-0.841	97	-1.881
85	-1.037	98	-2.054
90	-1.282	99	-2.327
91	-1.34	99.9	-3.09
92	-1.405	99.9	-3.75

FUENTE: (AASHTO Guide for design of pavement structures, 1993, págs. I-62)

7.1.1.5. Desviación estándar total.

La desviación estándar total (So), involucra tanto la incertidumbre en la estimación del tránsito, como; factores de construcción de la carretera, calidad de los materiales con la que fue construida, comportamiento del pavimento, etc. Donde la Guía AASHTO 93, propone los siguientes rangos para la estimación de So.

Tabla N° 7-4. Valores de Desviación estándar total recomendados por la Guía AASHTO 93

Proyecto de pavimento	Desviación estándar total
Rango para pavimentos rígido	0.30 - 0.40
Construcciones nuevas	0.35
Sobrecapas	0.40

FUENTE: (AASHTO Guide for design of pavement structures, 1993, págs. I-62)

7.1.1.6. Resistencia a la flexión (S'c).

En pavimentos rígidos es indispensable considerar el efecto de fatiga del hormigón, y esto se lo realiza mediante la inclusión del parámetro “Sc”, denominado anteriormente como módulo de rotura del hormigón (MR), de acuerdo a la guía AASHTO 93, este parámetro deberá realizársela siguiente corrección con el fin de obtener un valor más ajustado de la resistencia a la flexión (S'c).

$$S'c(media) = Sc + Z * (SD)$$

Donde;

S'c: Valor medio estimado de la resistencia a la flexión (PSI)

Sc: Módulo de rotura especificada para la construcción (PSI). (no menor a 4MPa, según MOP-001f-2002, sección 405-8.04.)

SD: desviación estándar del módulo de rotura del hormigón. (PSI). (ver sección 5.6.3.)

- SD=0.40MPa para condiciones muy buenas de hormigón hecho en obra.
- SD=0.50MPa para condiciones buenas de hormigón hecho en obra.
- SD=0.60MPa para condiciones mínimas de hormigón hecho en obra.

Z: Desviación estándar normal, esta depende del porcentaje de incertidumbre de obtener resistencias menores a la resistencia especificada de construcción. Adoptando los siguientes valores para el coeficiente Z.

Tabla N° 7-5. Valores de Desviación estándar total recomendados por la Guía AASHTO 93

% Incertidumbre	Valor Z
20	0.841
15	1.037
10	1.282
5	1.645
1	2.327

FUENTE: (AASHTO Guide for design of pavement structures, 1993)

7.1.1.7. Módulo de elasticidad del concreto (E_c).

El módulo de elasticidad del concreto puede ser obtenido conforme a lo establecido en la normativa ASTM C469 (Método estándar para determinar el módulo elástico y relación de Piosson del concreto a compresión), por otro lado, al no realizar el ensayo se puede obtener el valor de dicho módulo en función al origen del agregado empleado en la mezcla, de las Normas colombianas de diseño y construcción sismo resistente NSR-10 se ha obtenido las siguientes correlaciones.

- **Agregado de origen ígneo.**

$$E_c = 5500 * \sqrt{f'c} \quad (MPa)$$

- **Agregado de origen metamórfico.**

$$E_c = 4700 * \sqrt{f'c} \quad (MPa)$$

- **Agregado de origen sedimentario.**

$$E_c = 3600 * \sqrt{f'c} \quad (MPa)$$

7.1.1.8. Coeficiente de transferencia de carga (J).

Ese parámetro toma en cuenta la capacidad de la losa de pavimento de transmitir las cargas vehiculares por medio de juntas, teniendo relación con la existencia o no de pasadores en las juntas, así como la existencia de berma y el tipo de material de estas (asfalto u hormigón).

Tabla N° 7-6. Valores del coeficiente de transferencia de carga (J).

Berma	De asfalto		De concreto	
	Si	No	Si	No
Dispositivo de transferencia de carga				
Reforzado con juntas	3.2	3.8 - 4.4	2.5 - 3.1	3.6 - 4.2
Reforzado continuo	2.9 - 3.2	-	2.3 - 2.9	-

FUENTE: (AASHTO Guide for design of pavement structures, 1993, págs. II-26)

7.1.1.9. Coeficiente de balasto de la capa de apoyo (K).

El coeficiente de balasto puede ser determinado mediante el ensayo AASHTO T222-81 (Prueba de placa de carga estática no repetitiva de suelos y componentes de pavimento para el uso en evaluación y diseño de pavimentos de aeropuertos y autopistas), además existe correlaciones con propiedades mecánicas del material como son CBR y MR, (Ver sección 1.3.1.2.3.)

$$K = 2.55 + 52.5 * \log(CBR) \quad \text{para } CBR < 10\%$$

$$K = 46 + 9.08 * (\log(CBR))^{4.34} \quad \text{para } CBR \geq 10\%$$

Donde:

K: Coeficiente de Balasto. (MPa/m)

CBR: Capacidad de soporte de la subrasante. (%)

7.1.2. Metodología.

7.1.2.1. Obtención de datos.

La metodología de diseño AASHTO 93 contempla como primer paso la obtención de datos requerido para la solución de la ecuación Ec VII-1, los datos requeridos previamente para esta metodología serán:

- Ejes equivalentes (ESAL's)
- Parámetros estadísticos (R, Zr, So)
- Propiedades mecánicas del hormigón (Ec y MR).
- Propiedades mecánicas de la subrasante y subbase. - Se deberá obtener el valor de coeficiente de balasto de la subrasante, ya sea por medio de ensayos de laboratorio o correlaciones. Ya que en la mayoría de casos la losa de hormigón estará apoyada sobre una capa granular (base o subbase), es necesario obtener el coeficiente de balasto $K_{\text{Subrasante-subbase}}$, el cual depende del coeficiente de balasto de la subrasante y del espesor y tipo de subbase. Este módulo se lo puede obtener mediante las siguientes tablas.

Tabla N° 7-7. Efecto de la subbase sobre los valores de K.

Valores de K de la Subrasante		Valores de K de la Subbase					
		150mm		225mm		300mm	
MPa/m	PCI	MPa/m	PCI	MPa/m	PCI	MPa/m	PCI
20	73	26	96	32	117	38	140
40	147	49	180	57	210	66	245
60	220	66	245	76	280	90	330
80	295	90	330	100	370	117	430

Fuente: (Thickness design for concrete highway and street pavements , 1984, pág. 6)

Tabla N° 7-8. Efecto de la subbase tratada con cemento sobre los valores de K.

Valores de K de la Subrasante		Valores de K de la subbase tratada con cemento					
		150mm		225mm		300mm	
MPa/m	PCI	MPa/m	PCI	MPa/m	PCI	MPa/m	PCI
20	73	80	300	105	400	135	500
40	147	130	500	185	680	230	850
60	220	190	700	245	900	-	-

Fuente: (Thickness design for concrete highway and street pavements , 1984, pág. 6)

Por otro lado, la Guía AASHTO 93 toma en cuenta la pérdida de soporte debido a la erosión de la subbase (pérdida potencial de soporte), disminuyendo al valor de k obtenido anteriormente, esto se lo determina mediante un factor de pérdida de soporte LS. En donde la Guía recomienda valores de LS conforme a la siguiente tabla.

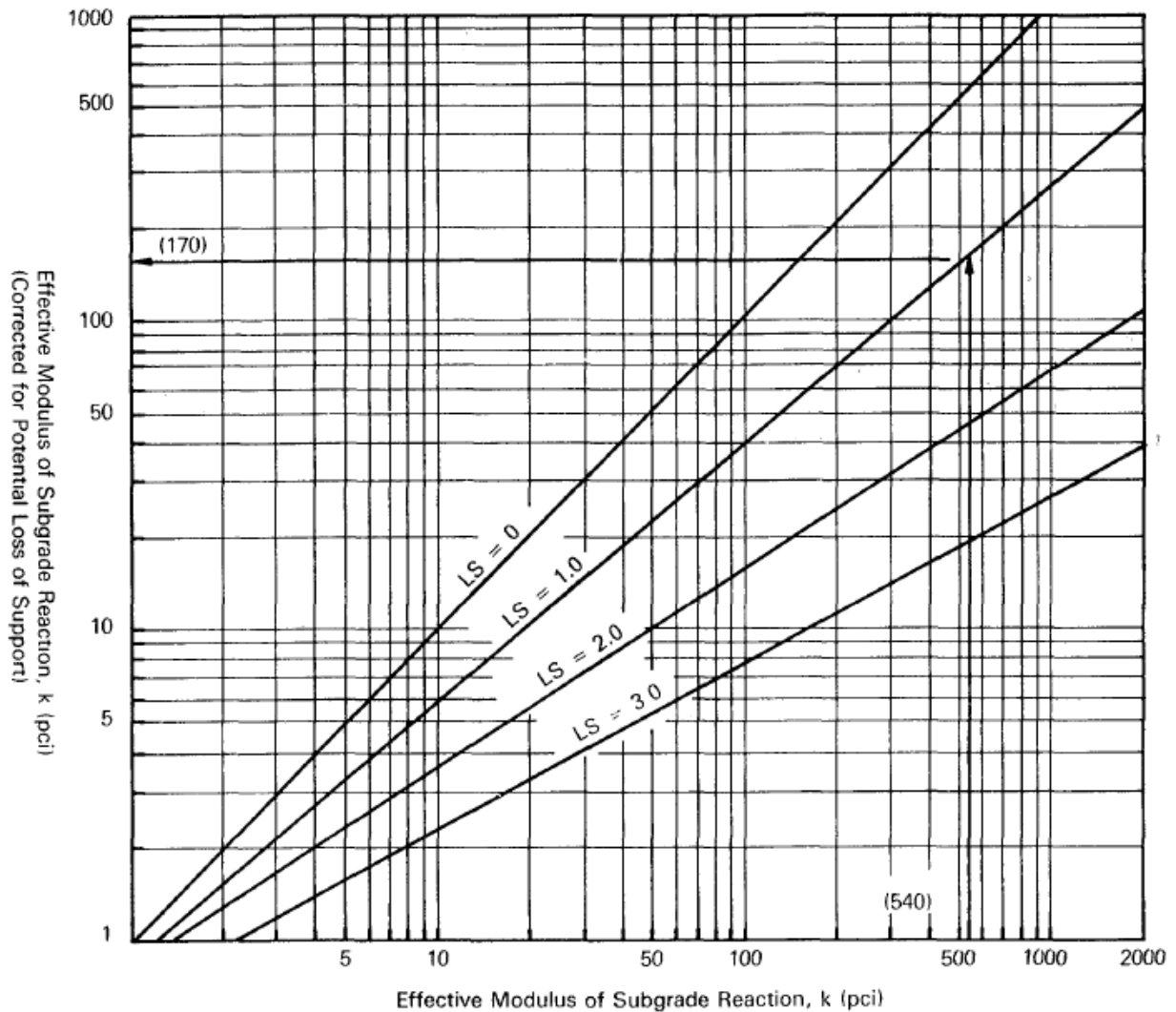
Tabla N° 7-9. Rangos típicos de (LS) para diferentes tipos de materiales.

Tipo de Material	Pérdida de Soporte (LS)
Base Granular Tratada con Cemento (E= 1'000,000 a 2'000,000 psi)	0.0 a 1.0
Mezclas de Agregados con Cemento E= 500,000 a 1'000,000 psi)	0.0 a 1.0
Bases Tratadas con Asfalto (E= 350,000 a 1'000,000 psi)	0.0 a 1.0
Mezclas Bituminosas Estabilizadas (E= 40,000 a 300,000 psi)	0.0 a 1.0
Estabilizados con Cal (E= 20,000 a 70,000 psi)	1.0 a 3.0
Materiales Granulares sin Ligante (E= 15,000 a 45,000 psi)	1.0 a 3.0
Materiales Granulares Finos o Subrasante Natural (E= 3,000 a 40,000 psi)	2.0 a 3.0

FUENTE: (AASHTO Guide for design of pavement structures, 1993, págs. II-27)

Teniendo los valores tanto del coeficiente $K_{\text{Subrasante-subbase}}$, así como del factor de pérdida de soporte LS, obtendremos el valor de $K_{\text{corregido}}$, mediante el siguiente nomograma, siendo este último el valor utilizado en la ecuación VII-1.

Ilustración N° 7-1. Corrección del módulo $K_{\text{subrasante-subbase}}$ debido a erosión de la subbase.



FUENTE: (AASHTO Guide for design of pavement structures, 1993, págs. II-42)

7.1.2.2. Determinación del espesor del pavimento rígido.

La obtención del número estructural de cada una de las capas se lo realiza mediante la ecuación planteada por la Guía AASHTO (Ec. VII-1), donde mediante un proceso iterativo o con ayuda de un software se determina el espesor de la losa de pavimento rígido “D”.

El espesor de la losa de pavimento también puede ser determinado de manera práctica, mediante el nomograma planteado por la AASHTO, el cual arroja resultados aproximados a los estimados con la ecuación.

7.1.3. Ejemplo de diseño estructural para pavimento rígido.

El diseño de un pavimento rígido por la metodología AASHTO 93 consiste en considerar las variables de diseño tales como (Tránsito, de serviciabilidad, variables estadísticas, y variable debido a la calidad del material), en la ecuación propuesta por la metodología de diseño AASHTO 1993, la cual proporciona como resultado el número estructural de la capa considerada, y empleando dicho número estructural se determina el espesor requerido de la capa.

Entonces se sigue la siguiente metodología:

g) Obtención de datos.

Este procedimiento contempla utilizar la siguiente información.

- Ejes equivalentes (ESAL's)

Se va a utilizar el valor determinado en el capítulo II correspondiente a Estudio de Tránsito.

$$ESAL's = 60\,889\,979.96$$

- Parámetros estadísticos (R, Zr, So)

- Nivel de confianza (R)

Se debe seleccionar un nivel de confianza en función del tipo de carretera a diseñar (Tabla N° 7 – 2), se trabajará con el nivel de confiabilidad utilizado para el tipo de vía de primer orden.

$$R = 95 \%$$

- Desviación estándar normal (Z_r)

Con un valor de 95% de confiabilidad para una distribución normal (Tabla N° 7 – 3) corresponde a:

$$Z_r = -1.645$$

- Desviación estándar total (S_o)

Según la Tabla N° 6 – 4 para pavimentos rígido corresponde a un valor de:

$$S_o = 0.40$$

- Condiciones de Serviciabilidad.
- Para condiciones iniciales (P_o):

$$P_o = 4.5$$

- Para condiciones finales (P_f):

$$P_f = 2.5 \quad \text{Para vías de primer orden}$$

- Entonces la variación de serviciabilidad (ΔPSI) es;

$$\Delta PSI = P_o - P_f$$

$$\Delta PSI = 4.5 - 2.5$$

$$\Delta PSI = 2.0$$

- Propiedad mecánica del suelo. –Se requiere del Módulo de reacción del suelo, denominado coeficiente de balasto (k), el mismo que puede ser determinado por el ensayo correspondiente como se detalla en la Sección 1.3.1.2.3. de esta Guía, o su obtención puede realizarse por correlaciones que involucran la Capacidad Soporte del suelo (CBR) con la siguiente ecuación la cual tiene el alcance para un CBR menor a 10 %:

$$K \text{ (MPa/m)} = 2.55 + 52.5 * \log(CBR)$$

El valor de CBR Percentil 85 de los datos recopilados en el estudio de la subrasante, se ha tomado del Capítulo I (Estudios Geológicos-Geotécnicos), y es el siguiente.

$$CBR = 5.4 \%$$

Entonces:

$$K = 2.55 + 52.5 * \log(5.4)$$

$$K = 41.0 \text{ MPa/m}$$

$$K = 150.34 \text{ PCI}$$

Ahora como se debe considerar el valor reacción del suelo cuando a este se le agrega una capa de Sub base de 225 mm, entonces el valor de K subrasante-subbase se obtiene de la interpolación de los valores que presenta la Tabla N° 7 – 6.

Valor de K de subrasante	Valor de K modificado
147.00 PCI	210.00 PCI
150.34 PCI	Valor a interpolar
220.00 PCI	280.00 PCI

Valor de K interpolado es:

$$K_{Subrasante-Subbase} = 213.20 \text{ PCI}$$

- Coeficiente de transferencia de Carga (J).

Se establece un coeficiente de acuerdo a la Tabla VII-5, la cual para Bermas de concreto reforzado continuo establece un coeficiente de:

$$J = 2.3$$

- Coeficiente de drenaje (m_i). –Según la información proporcionada en la Tabla VII-1 para una calidad de drenaje Excelente, y con un porcentaje de tiempo de exposición de niveles cercanos a la saturación de 32 % se tiene un coeficiente de drenaje de:

$$m_i = 1.10$$

- Propiedades mecánicas del hormigón.

- Resistencia a la flexión (S_c). –El denominado módulo de rotura del hormigón se va a determinar con la ecuación proporcionada por el ACI, la cual se detalla a continuación:

$$S'c(media) = S_c + Z * (SD)$$

Con un porcentaje de confiabilidad de que el 95% de las muestras van a obtener resistencias mayores a la especificada, $Z = 1.645$

$$S'c(media) = 580.15 + (1.645 * 58.015)$$

$$S'c(media) = 675.58 \text{ PSI}$$

- Módulo de elasticidad del Hormigón. –Se va a determinar con la ecuación que relaciona a la resistencia a la compresión simple f'_c , considerando un agregado de origen Ígneo.

$$E_c = 5500 * \sqrt{f'_c} \quad (MPa)$$

$$E_c = 5500 * \sqrt{280/9.806}$$

$$E_c = 29\,389.74 \text{ MPa}$$

$$E_c = 418\,019.10 \text{ PSI}$$

h) Determinación del espesor del pavimento rígido.

Para ello se emplea la ecuación Ec. VII-1, que se presenta a continuación:

$$\log_{10} Wt18 = Z_r * S_o + 7.35 * \log_{10}(D + 1) - 0.06 + \frac{\log_{10}\left(\frac{\Delta PSI}{4.5 - 1.5}\right)}{1.0 + \frac{1.624 * 10^7}{(D + 1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32P_t) * \log_{10} \left[\frac{S'_c * C_d * (D^{0.75} - 1.132)}{215.63 * J * \left(D^{0.75} - \frac{18.42}{\left(\frac{E_c}{k}\right)^{0.25}} \right)} \right]$$

Donde la constante de la ecuación es la siguiente:

$$\log_{10} Wt 18 = \log_{10} (60889979.96)$$

$$\log_{10} Wt 18 = 7.785$$

Y la parte variable de la Ecuación depende de las variables ya definidas con lo son; Variación de serviciabilidad (ΔPSI), y Coeficiente de Balasto (k), Modulo de elasticidad del Hormigón (E_c), coeficiente de transferencia de Carga (J), Parámetros estadísticos, quedando toda la ecuación en función del espesor de la capa de rodadura (D), entonces la resolución de la ecuación trata de un proceso Iterativo asignando un valor de D tal que se iguale a la constante $\log_{10} Wt 18$.

De la siguiente forma:

Con un valor de D = 8.40 pulg

$$\log_{10} Wt18 = -1.645 * 0.35 + 7.35 * \log_{10}(8.40 + 1) - 0.06 + \frac{\log_{10}\left(\frac{4.5 - 2.5}{4.5 - 1.5}\right)}{1.0 + \frac{1.624 * 10^7}{(8.40 + 1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32 * 2.5) * \log_{10} \left[\frac{675.58 * 1.1 * (8.40^{0.75} - 1.132)}{215.63 * 2.3 * \left(9.52^{0.75} - \frac{18.42}{\left(\frac{418019.10}{150.34}\right)^{0.25}} \right)} \right]$$

$$7.78 = 7.78$$

Entonces el espesor de Capa de rodadura de hormigón que satisface el tránsito de diseño, en las condiciones predeterminadas es

$$D = 8.40 \text{ pulg} = 21.34 \text{ cm}$$

Entonces los espesores de las capas de la estructura de la vía son:

Capa:	Espesor (cm):
Rodadura	22.00
Sub-base	22.50

7.2. Método Portland Cement Association (PCA).

Este método fue desarrollado por la Portland Cement Association, cuya última edición fue en 1984, este consiste en determinar un espesor óptimo de pavimento con el cual se cumpla los criterios de análisis que este método establece.

El procedimiento de diseño es un proceso iterativo que implica la utilización de varios ábacos con los cuales se obtendrá un numero de repeticiones admisibles antes que dicho pavimento presente fallas. El uso de estos ábacos pese a ser sencillo conlleva tiempo para la estimación del espesor óptimo de pavimento, es por esta razón que se han desarrollado programas computacionales que pueden realizar un análisis de sensibilidad optimizando así el tiempo de diseño de pavimentos.

7.2.1. Parámetros de diseño.

7.2.1.1. Tránsito de diseño.

Esta metodología de diseño requiere de un espectro de carga con su respectivo análisis de repeticiones esperadas en la vía de diseño durante el periodo de diseño. (Ver sección 2.8.).

Este método además considera un factor de seguridad de carga y otro de mayoración de repeticiones:

- **Factor de mayoración de repeticiones (MFR).**

Este factor considera posibles errores en la estimación del tránsito, pudiendo adoptar valores de entre 1.00 y 1.20 según la incertidumbre que se tenga en la obtención del tránsito de diseño.

- **Factor de Seguridad de Carga (LSF).**

Este factor considera posibles sobrecargas en vehículos pesados considerados en la vía de diseño, la PCA recomienda adoptar los siguientes valores:

- ✓ Para vías de primer orden, donde exista altos y permanentes volúmenes de vehículos pesados LSF=1.20
- ✓ Para vías arteriales, donde exista moderados volúmenes de vehículos pesados LSF=1.10
- ✓ Para vías y calles residenciales, donde exista bajo volúmenes de vehículos pesados LSF=1.00

7.2.1.2. Resistencia del hormigón a la flexión (MR).

Como ya se dijo anteriormente el diseño de pavimentos rígidos considera la resistencia a la flexión del hormigón, expresada mediante el módulo de rotura (MR), dicho módulo puede ser determinado mediante ensayos de laboratorio ASTM C-78 (Método de prueba estándar para la resistencia a la flexión del concreto, utilizando viga simple con carga en los puntos tercios), o ASTM C-293 (Método de prueba estándar para la resistencia a la flexión del concreto, utilizando viga simple con carga en el punto medio), o mediante correlaciones. (Ver sección 5.6.3.2.).

$$MR = k * \sqrt{f'c} \quad (Kg/cm^2)$$

Donde;

$f'c$: resistencia a compresión del hormigón (Kg/cm²)

k: coeficiente que depende del material grueso utilizado en la mezcla (volumen, calidad, dimensiones y textura). El código ACI 211.1 establece un rango de valores de k entre 1.9887 y 3.1819, recomendando el valor de k=3.1023 para el cálculo del MR (Kg/cm²)

7.2.1.3. Coeficiente de balasto de la capa de apoyo (K).

El método PCA contempla entre sus parámetros de diseño el coeficiente de balasto, el mismo que puede ser determinado mediante el ensayo AASHTO T222-81 (Prueba de placa de carga estática no repetitiva de suelos y componentes de pavimento para el uso en evaluación y diseño de pavimentos de aeropuertos y autopistas), siendo también factible

obtener dicho valor mediante correlaciones entre “K” y otras propiedades mecánicas como CBR. (Ver sección 1.3.1.2.3.)

$$K = 2.55 + 52.5 * \log(CBR) \quad \text{para } CBR < 10\%$$

$$K = 46 + 9.08 * (\log(CBR))^{4.34} \quad \text{para } CBR \geq 10\%$$

Donde:

K: Coeficiente de Balasto. (MPa/m)

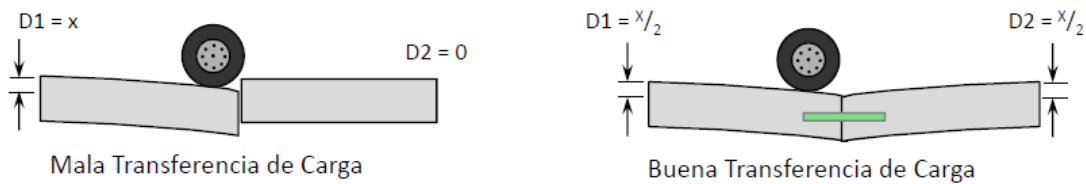
CBR: Capacidad de soporte de la subrasante. (%)

Normalmente la losa de hormigón se encuentra apoyada sobre una capa granular, lo cual implica que el valor de K será modificado, aumentando en cierta proporción dependiendo de las características de la capa granular utilizada (subbase granular o subbase granular tratada con cemento). La PCA recomienda los siguientes valores para obtener el K con subbase, detallados anteriormente en las Tablas N° VII – 7 y 8

7.2.1.4. Presencia de pasadores y bermas.

La presencia de estos elementos es determinante en el diseño de pavimentos rígidos, ya que por un lado la presencia de bermas reduce las deflexiones en las esquinas lo cual también depende de un correcto anclaje de la berma con el pavimento. Por otro lado, los pasadores en juntas transversales ayudan a una adecuada transferencia de carga de un paño a un paño vecino.

Ilustración N° 7-2. Transferencia de carga con y sin pasadores.



Fuente: (Diseño y construcción de pavimentos de hormigón., 2012, pág. 21)

7.2.2. Metodología.

7.2.2.1. Obtención de datos.

La metodología de diseño PCA requiere de la obtención de los siguientes datos para el inicio con el proceso de diseño.

- Tránsito de diseño (Espectro de carga).
- Propiedades mecánicas del hormigón (Modulo de rotura).
- Soporte de la subrasante y subbase (Coeficiente de balasto).
- Consideración de pasadores y bermas en el diseño.

Las consideraciones que toma en cuenta esta metodología de diseño para pavimentos rígidos se han detallado en la sección anterior (Ver sección 7.3.1.).

7.2.2.2. Análisis por fatiga.

Este análisis consiste en la determinación de un numero de repeticiones de carga admisibles antes que el pavimento falle por fatiga, siendo la fatiga la responsable del agrietamiento del pavimento, influyendo principalmente en losas de hormigón delgadas (bajos volúmenes de transito). Este valor de repeticiones admisibles obtenido deberá ser

dividido para el valor de repeticiones esperadas multiplicadas por el factor de mayoración de repeticiones correspondiente (MFR), obteniendo así el % de consumo por fatiga.

$$\% \text{ Consumo por fatiga} = \frac{\text{Repeticiones esperadas} * \text{MFR}}{\text{Repeticiones admisibles}} * 100\%$$

En donde se dice que un pavimento resiste cuando el porcentaje de consumo por fatiga es menor al 100%.

7.2.2.2.1. Numero de repeticiones admisibles por fatiga.

Para obtener el número de repeticiones admisibles se lo debe hacer mediante el uso de la Ilustración VII – 8, la cual está en función de la relación de esfuerzos y la carga por eje.

- **Carga por eje.**

Para el caso de ejes simples y tándem este valor se lo obtiene de la multiplicación del peso del eje correspondiente obtenido en el espectro de carga por el factor de seguridad de carga (LSF).

$$CARGA \text{ POR EJE}_{Simple/Tandem} = \text{peso del eje}_{Simple/Tandem} * LSF$$

Por otro lado, para ejes trídem, este valor se lo obtendrá multiplicando el peso correspondiente al eje trídem por el factor de seguridad de carga (LSF), y este último valor deberá ser dividido entre tres.

$$CARGA \text{ POR EJE}_{Tridem} = \frac{\text{peso del eje}_{Tridem} * LSF}{3}$$

El valor obtenido de carga por eje para una configuración de eje trídém, deberá ser asumido como eje sencillo para la obtención de repeticiones admisibles.

- **Relación de esfuerzos.**

También conocido como factor de proporción de esfuerzos, este valor se lo determina mediante a siguiente ecuación.

$$Relación\ de\ esfuerzos = \frac{Esfuerzo\ equivalente}{Modulo\ de\ rotura\ del\ hormigón}$$

Donde el módulo de rotura del hormigón (MR) es conocido, mientras que el esfuerzo equivalente se lo obtendrá en función del coeficiente de balasto que considera el efecto de la subbase sobre este, y el espesor de pavimento asumido, mediante las siguientes tablas, tomando en cuenta si el diseño considera o no la inclusión de bermas de concreto.

Tabla N° 7-10. Esfuerzo equivalente – Con berma de concreto. (Simple, Tándem, Trídem).

Espesor de losa (mm)	k de la subrasante/subbase (MPa/m)																	
	20			40			60			80			140			180		
	Tipo de eje			Tipo de eje			Tipo de eje			Tipo de eje			Tipo de eje			Tipo de eje		
	Sim.	Tán.	Tri.	Sim.	Tán.	Tri.	Sim.	Tán.	Tri.	Sim.	Tán.	Tri.	Sim.	Tán.	Tri.	Sim.	Tán.	Tri.
100	4.18	3.48	2.87	3.65	3.10	2.67	3.37	2.94	2.60	3.19	2.85	2.67	2.85	2.74	2.56	2.72	2.72	2.57
110	3.68	3.07	2.50	3.23	2.71	2.29	2.99	2.56	2.22	2.83	2.47	2.18	2.55	2.35	2.16	2.43	2.32	2.16
120	3.28	2.75	2.20	2.88	2.41	2.00	2.67	2.26	1.93	2.54	2.17	1.89	2.29	2.05	1.85	2.19	2.02	1.85
130	2.95	2.49	1.97	2.60	2.17	1.78	2.41	2.02	1.70	2.29	1.94	1.66	2.07	1.82	1.61	1.99	1.78	1.61
140	2.68	2.27	1.78	2.36	1.97	1.59	2.19	1.83	1.52	2.08	1.75	1.48	1.89	1.63	1.43	1.81	1.59	1.42
150	2.44	2.08	1.62	2.15	1.80	1.44	2.00	1.67	1.37	1.90	1.59	1.33	1.73	1.48	1.27	1.66	1.44	1.26
160	2.24	1.93	1.49	1.97	1.66	1.32	1.84	1.53	1.24	1.75	1.46	1.20	1.59	1.35	1.15	1.53	1.31	1.13
170	2.06	1.79	1.38	1.82	1.54	1.21	1.70	1.42	1.14	1.62	1.35	1.10	1.48	1.24	1.04	1.42	1.20	1.03
180	1.91	1.67	1.28	1.69	1.43	1.12	1.57	1.32	1.05	1.50	1.25	1.01	1.37	1.15	0.96	1.32	1.11	0.94
190	1.77	1.57	1.19	1.57	1.34	1.04	1.46	1.23	0.98	1.40	1.17	0.94	1.28	1.07	0.88	1.23	1.03	0.86
200	1.65	1.48	1.12	1.46	1.26	0.98	1.37	1.16	0.91	1.30	1.10	0.87	1.19	1.00	0.82	1.15	0.96	0.80
210	1.55	1.40	1.05	1.37	1.19	0.92	1.28	1.09	0.85	1.22	1.03	0.81	1.12	0.93	0.76	1.08	0.90	0.74
220	1.45	1.32	0.99	1.29	1.12	0.86	1.20	1.03	0.80	1.15	0.97	0.76	1.05	0.88	0.71	1.01	0.85	0.69
230	1.37	1.26	0.93	1.21	1.07	0.81	1.13	0.98	0.76	1.08	0.92	0.72	0.99	0.83	0.67	0.96	0.80	0.65
240	1.29	1.20	0.88	1.15	1.01	0.77	1.07	0.93	0.71	1.02	0.87	0.68	0.94	0.79	0.63	0.90	0.76	0.61
250	1.22	1.14	0.84	1.08	0.97	0.73	1.01	0.88	0.68	0.97	0.83	0.64	0.89	0.75	0.59	0.86	0.72	0.57
260	1.16	1.09	0.79	1.03	0.92	0.70	0.96	0.84	0.64	0.92	0.79	0.61	0.84	0.71	0.56	0.81	0.68	0.54
270	1.10	1.04	0.75	0.98	0.88	0.66	0.91	0.81	0.61	0.87	0.75	0.58	0.80	0.68	0.53	0.77	0.65	0.52
280	1.05	1.00	0.72	0.93	0.85	0.63	0.87	0.77	0.59	0.83	0.73	0.56	0.76	0.65	0.51	0.74	0.62	0.49
290	1.00	0.96	0.68	0.89	0.81	0.60	0.83	0.74	0.56	0.79	0.70	0.53	0.73	0.62	0.49	0.70	0.60	0.47
300	0.95	0.93	0.65	0.85	0.78	0.58	0.79	0.71	0.54	0.76	0.67	0.51	0.70	0.60	0.46	0.67	0.57	0.45
310	0.91	0.89	0.62	0.81	0.75	0.55	0.76	0.69	0.51	0.72	0.64	0.49	0.67	0.58	0.44	0.64	0.55	0.43
320	0.87	0.86	0.59	0.78	0.73	0.53	0.73	0.66	0.49	0.69	0.62	0.47	0.64	0.55	0.43	0.62	0.53	0.41
330	0.84	0.83	0.57	0.74	0.70	0.51	0.70	0.64	0.47	0.67	0.60	0.45	0.61	0.53	0.41	0.59	0.51	0.39
340	0.80	0.80	0.54	0.71	0.68	0.49	0.67	0.62	0.46	0.64	0.58	0.43	0.59	0.52	0.39	0.57	0.49	0.38
350	0.77	0.78	0.52	0.69	0.66	0.47	0.64	0.60	0.44	0.61	0.56	0.42	0.57	0.50	0.38	0.55	0.47	0.36

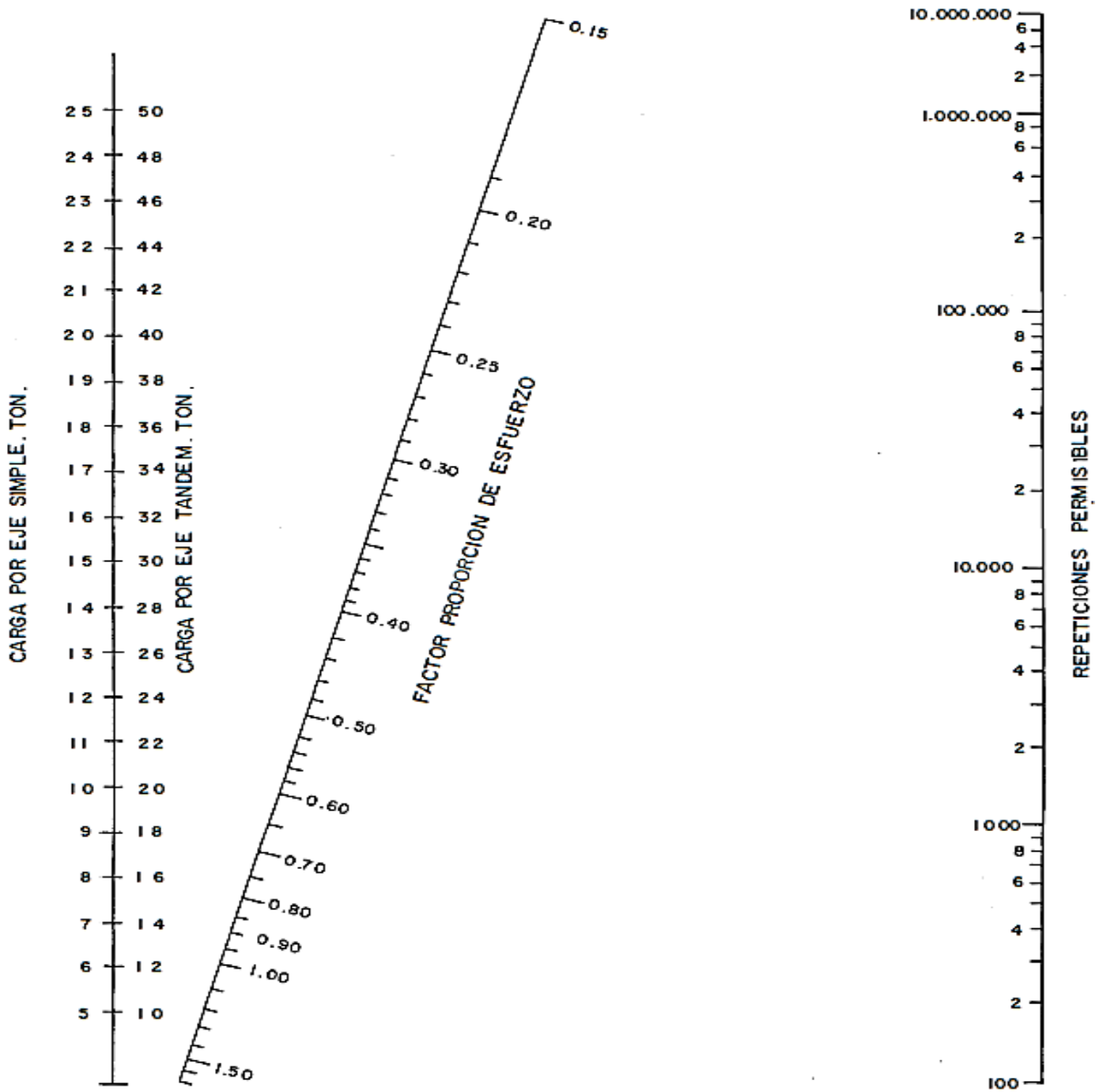
Fuente: (Thickness design for concrete highway and street pavements , 1984, págs. 14,40)

Tabla N° 7-11. Esfuerzo equivalente – Sin berma de concreto. (Simple, Tándem, Trídem).

Espesor de losa (mm)	k de la subrasante/subbase (Mpa/m)																	
	20			40			60			80			140			180		
	Tipo de eje			Tipo de eje			Tipo de eje			Tipo de eje			Tipo de eje			Tipo de eje		
	Sim.	Tán.	Tri.	Sim.	Tán.	Tri.	Sim.	Tán.	Tri.	Sim.	Tán.	Tri.	Sim.	Tán.	Tri.	Sim.	Tán.	Tri.
100	5.42	4.39	3.36	4.75	3.83	3.10	4.38	3.59	3.02	4.13	3.44	2.98	3.66	3.22	2.94	3.45	3.15	2.93
110	4.74	3.88	2.92	4.16	3.35	2.64	3.85	3.12	2.55	3.63	2.97	2.50	3.23	2.76	2.45	3.05	2.68	2.44
120	4.19	3.47	2.60	3.69	2.98	2.30	3.41	2.75	2.20	3.23	2.62	2.14	2.88	2.40	2.08	2.73	2.33	2.07
130	3.75	3.14	2.35	3.30	2.68	2.04	3.06	2.46	1.93	2.89	2.33	1.87	2.59	2.13	1.80	2.46	2.05	1.79
140	3.37	2.87	2.15	2.97	2.43	1.83	2.76	2.23	1.72	2.61	2.10	1.65	2.34	1.90	1.58	2.23	1.83	1.55
150	3.06	2.64	1.99	2.70	2.23	1.67	2.51	2.04	1.55	2.37	1.92	1.46	2.13	1.72	1.40	2.03	1.65	1.37
160	2.79	2.45	1.85	2.47	2.06	1.54	2.29	1.87	1.41	2.17	1.76	1.34	1.95	1.57	1.25	1.86	1.50	1.23
170	2.56	2.28	1.73	2.26	1.91	1.43	2.10	1.74	1.30	1.99	1.63	1.23	1.80	1.45	1.14	1.71	1.38	1.11
180	2.37	2.14	1.62	2.09	1.79	1.34	1.94	1.62	1.21	1.84	1.51	1.14	1.66	1.34	1.04	1.58	1.27	1.01
190	2.19	2.01	1.53	1.94	1.67	1.26	1.80	1.51	1.13	1.71	1.41	1.06	1.54	1.25	0.96	1.47	1.18	0.92
200	2.04	1.90	1.45	1.80	1.58	1.19	1.67	1.42	1.07	1.59	1.33	0.99	1.43	1.17	0.89	1.37	1.11	0.85
210	1.91	1.79	1.37	1.68	1.49	1.13	1.56	1.34	1.01	1.48	1.25	0.93	1.34	1.10	0.83	1.28	1.04	0.79
220	1.79	1.70	1.30	1.57	1.41	1.07	1.46	1.27	0.95	1.39	1.18	0.88	1.26	1.03	0.78	1.20	0.98	0.74
230	1.68	1.62	1.24	1.48	1.34	1.02	1.38	1.21	0.91	1.31	1.12	0.84	1.18	0.98	0.73	1.13	0.92	0.70
240	1.58	1.55	1.18	1.39	1.28	0.97	1.30	1.15	0.87	1.23	1.06	0.80	1.11	0.93	0.69	1.06	0.87	0.66
250	1.49	1.48	1.13	1.32	1.22	0.93	1.22	1.09	0.83	1.16	1.01	0.76	1.05	0.88	0.66	1.00	0.83	0.62
260	1.41	1.41	1.07	1.25	1.17	0.89	1.16	1.05	0.79	1.10	0.97	0.73	0.99	0.84	0.63	0.95	0.79	0.59
270	1.34	1.36	1.02	1.18	1.12	0.86	1.10	1.00	0.76	1.04	0.93	0.70	0.94	0.80	0.60	0.90	0.75	0.57
280	1.28	1.30	0.98	1.12	1.07	0.82	1.04	0.96	0.73	0.99	0.89	0.67	0.89	0.77	0.58	0.86	0.72	0.54
290	1.22	1.25	0.93	1.07	1.03	0.79	0.99	0.92	0.71	0.94	0.85	0.65	0.85	0.74	0.55	0.81	0.69	0.52
300	1.16	1.21	0.89	1.02	0.99	0.76	0.95	0.89	0.68	0.90	0.82	0.63	0.81	0.71	0.53	0.78	0.66	0.50
310	1.11	1.16	0.85	0.97	0.96	0.73	0.90	0.86	0.66	0.86	0.79	0.60	0.77	0.68	0.51	0.74	0.64	0.48
320	1.06	1.12	0.81	0.93	0.92	0.70	0.86	0.83	0.63	0.82	0.76	0.58	0.74	0.66	0.50	0.71	0.62	0.46
330	1.02	1.09	0.77	0.89	0.89	0.68	0.83	0.80	0.61	0.78	0.74	0.56	0.71	0.63	0.48	0.68	0.59	0.45
340	0.98	1.05	0.73	0.85	0.86	0.65	0.79	0.77	0.59	0.75	0.71	0.55	0.68	0.61	0.46	0.65	0.57	0.43
350	0.94	1.02	0.70	0.82	0.84	0.63	0.76	0.75	0.57	0.72	0.69	0.53	0.65	0.59	0.45	0.62	0.55	0.42

Fuente: (Thickness design for concrete highway and street pavements , 1984, págs. 14,40)

Ilustración N° 7-3. Análisis de fatiga, repeticiones admisibles para pavimentos con y sin berma.

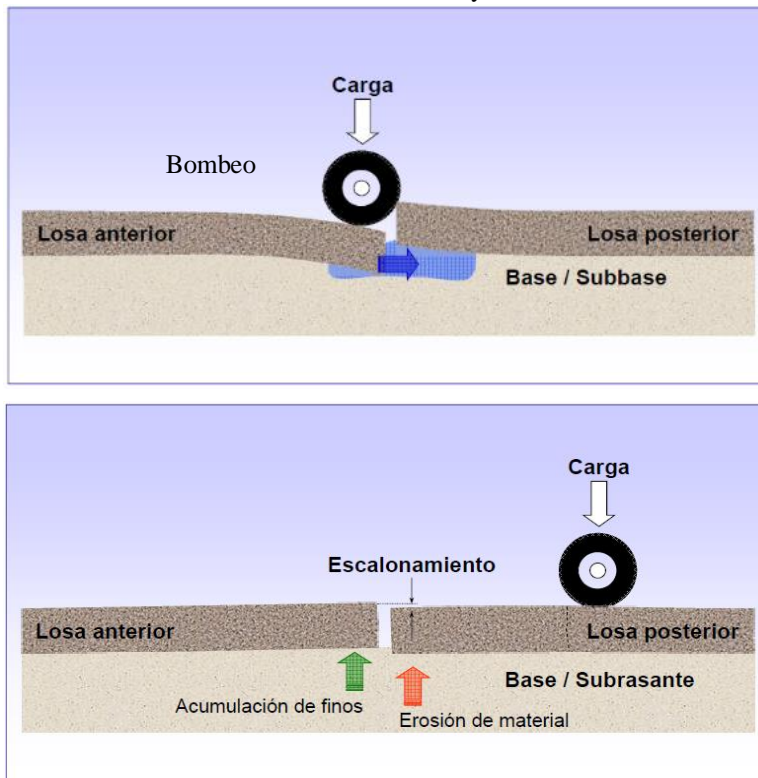


Fuente: (Thickness design for concrete highway and street pavements , 1984, pág. 15)

7.2.2.3. Análisis por erosión.

Este análisis consiste en la determinación de un numero de repeticiones de carga admisibles antes que el pavimento presente fallas por erosión, El análisis por erosión considera el deterioro de la capa soporte del pavimento, evitando así el fenómeno de bombeo y escalonamiento.

Ilustración N° 7-4. Fenómeno de bombeo y escalonamiento.



Fuente: (Diseño y construcción de pavimentos de hormigón., 2012, págs. 11,14)

Este valor de repeticiones admisibles por erosión obtenido deberá ser dividido para el valor de repeticiones esperadas multiplicadas por el factor de mayoración de repeticiones correspondiente (MFR), obteniendo así el % de consumo por erosión.

$$\% \text{ Consumo por erosión} = \frac{\text{Repeticiones esperadas} * \text{MFR}}{\text{Repeticiones admisibles}} * 100\%$$

En ningún caso el % de consumo por erosión deberá exceder del 100%.

7.2.2.3.1. Número de repeticiones admisibles por erosión.

Para obtener el número de repeticiones admisibles se lo debe hacer mediante el uso de la Ilustración VII – 9 o VII-10, dependiendo de la consideración de uso o no de bermas de concreto. Al igual que para análisis por fatiga para la obtención del número de repeticiones admisibles se debe considerar el factor de erosión y la carga por eje.

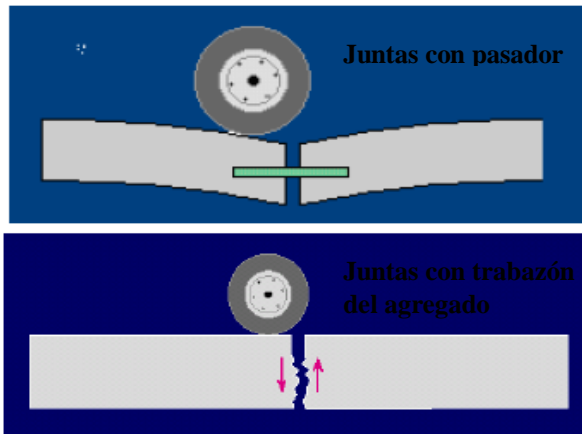
- **Carga por eje.**

Las cargas por configuración de ejes se lo obtienen de la misma manera detallada en la sección anterior (Ver sección 7.3.2.2.1.).

- **Factor de erosión.**

El factor de erosión se lo obtendrá en función del coeficiente de balasto que considera el efecto de la subbase sobre este, y el espesor de pavimento asumido, mediante las siguientes tablas, tomando en cuenta si el diseño considera o no la inclusión de bermas de concreto, así como el tipo de transferencia de carga en las juntas transversales (juntas con pasador o juntas con trabazón del agregado).

Ilustración N° 7-5. Junta con pasador/con trabazón del agregado.



Fuente: (Diseño de pavimentos rígidos para calles y carreteras, 2012, págs. 25,26)

Tabla N° 7-12. Factor de erosión – Con pasador-Con Berma de concreto. (Simple, Tándem, Trídem).

Espesor de losa (mm)	k de la subrasante/subbase (MPa/m)																	
	20			40			60			80			140			180		
	Tipo de eje			Tipo de eje			Tipo de eje			Tipo de eje			Tipo de eje			Tipo de eje		
	Sim.	Tán.	Tri.	Sim.	Tán.	Tri.	Sim.	Tán.	Tri.	Sim.	Tán.	Tri.	Sim.	Tán.	Tri.	Sim.	Tán.	Tri.
100	3.27	3.25	3.27	3.24	3.17	3.17	3.22	3.14	3.13	3.21	3.12	3.12	3.17	3.11	3.07	3.15	3.11	3.03
110	3.16	3.16	3.19	3.12	3.07	3.07	3.10	3.03	3.02	3.09	3.00	3.00	3.05	2.98	2.95	3.03	2.97	2.92
120	3.05	3.08	3.12	3.01	2.98	2.99	2.99	2.93	2.93	2.98	2.90	2.90	2.94	2.86	2.85	2.92	2.84	2.82
130	2.96	3.01	3.06	2.92	2.90	2.92	2.89	2.85	2.85	2.88	2.81	2.81	2.84	2.76	2.76	2.82	2.74	2.73
140	2.87	2.94	3.00	2.82	2.83	2.86	2.80	2.77	2.78	2.78	2.74	2.74	2.75	2.67	2.67	2.73	2.65	2.64
150	2.79	2.88	2.95	2.74	2.77	2.80	2.72	2.71	2.73	2.70	2.67	2.67	2.67	2.60	2.59	2.65	2.57	2.56
160	2.71	2.82	2.91	2.66	2.71	2.76	2.64	2.65	2.67	2.62	2.60	2.62	2.59	2.53	2.52	2.57	2.50	2.49
170	2.64	2.77	2.86	2.59	2.65	2.71	2.57	2.59	2.62	2.55	2.55	2.57	2.51	2.46	2.47	2.49	2.43	2.43
180	2.57	2.72	2.82	2.52	2.60	2.67	2.50	2.54	2.58	2.48	2.49	2.52	2.44	2.41	2.41	2.42	2.37	2.37
190	2.51	2.67	2.79	2.46	2.56	2.63	2.43	2.49	2.54	2.41	2.44	2.48	2.38	2.35	2.37	2.36	2.32	2.32
200	2.45	2.63	2.75	2.40	2.51	2.59	2.37	2.44	2.50	2.35	2.40	2.44	2.31	2.31	2.32	2.30	2.27	2.26
210	2.39	2.58	2.72	2.34	2.47	2.56	2.31	2.40	2.47	2.29	2.35	2.40	2.26	2.26	2.28	2.24	2.22	2.23
220	2.34	2.54	2.68	2.29	2.43	2.53	2.26	2.36	2.43	2.24	2.31	2.37	2.20	2.22	2.25	2.18	2.18	2.20
230	2.29	2.50	2.65	2.23	2.39	2.49	2.21	2.32	2.40	2.19	2.27	2.34	2.15	2.18	2.21	2.13	2.13	2.16
240	2.24	2.46	2.62	2.18	2.35	2.46	2.16	2.28	2.37	2.13	2.23	2.31	2.10	2.14	2.18	2.08	2.10	2.13
250	2.19	2.43	2.59	2.14	2.31	2.44	2.11	2.42	2.34	2.09	2.20	2.28	2.05	2.10	2.15	2.03	2.06	2.10
260	2.15	2.39	2.57	2.09	2.28	2.41	2.06	2.21	2.32	2.04	2.16	2.25	2.00	2.07	2.12	1.98	2.02	2.07
270	2.10	2.36	2.54	2.05	2.24	2.38	2.02	2.18	2.29	2.00	2.13	2.22	1.96	2.03	2.10	1.94	1.99	2.04
280	2.06	2.32	2.51	2.01	2.21	2.36	1.98	2.14	2.26	1.95	2.10	2.20	1.91	2.00	2.07	1.89	1.96	2.01
290	2.02	2.29	2.49	1.97	2.18	2.33	1.93	2.11	2.24	1.91	2.06	2.17	1.87	1.97	2.04	1.85	1.93	1.99
300	1.98	2.26	2.47	1.93	2.15	2.31	1.90	2.08	2.22	1.87	2.03	2.15	1.83	1.94	2.02	1.81	1.90	1.96
310	1.95	2.23	2.44	1.89	2.12	2.29	1.86	2.05	2.19	1.84	2.01	2.13	1.79	1.91	2.00	1.77	1.87	1.94
320	1.91	2.20	2.42	1.85	2.09	2.26	1.82	2.03	2.17	1.80	1.98	2.10	1.76	1.88	1.97	1.74	1.84	1.92
330	1.87	2.17	2.40	1.82	2.06	2.24	1.78	2.00	2.15	1.76	1.95	2.08	1.72	1.86	1.95	1.70	1.81	1.89
340	1.84	2.15	2.38	1.78	2.04	2.22	1.75	1.97	2.13	1.73	1.92	2.06	1.69	1.83	1.93	1.67	1.79	1.87
350	1.81	2.12	2.36	1.75	2.01	2.20	1.72	1.95	2.11	1.69	1.90	2.04	1.65	1.80	1.91	1.63	1.76	1.85

Fuente: (Thickness design for concrete highway and street pavements , 1984, págs. 18,41)

Tabla N° 7-13. Factor de erosión – Sin pasador-Sin Berma de concreto. (Simple, Tándem, Trídem).

Espesor de losa (mm)	k de la subrasante/subbase (MPa/m)																	
	20			40			60			80			140			180		
	Tipo de eje			Tipo de eje			Tipo de eje			Tipo de eje			Tipo de eje			Tipo de eje		
	Sim.	Tán.	Tri.	Sim.	Tán.	Tri.	Sim.	Tán.	Tri.	Sim.	Tán.	Tri.	Sim.	Tán.	Tri.	Sim.	Tán.	Tri.
100	3.94	4.00	4.03	3.92	3.93	3.93	3.90	3.90	3.88	3.88	3.88	3.84	3.84	3.84	3.75	3.80	3.82	3.70
110	3.82	3.90	3.93	3.79	3.82	3.84	3.78	3.79	3.78	3.76	3.76	3.74	3.72	3.72	3.66	3.69	3.70	3.61
120	3.71	3.81	3.85	3.68	3.73	3.75	3.67	3.69	3.70	3.65	3.66	3.66	3.62	3.62	3.57	3.59	2.59	3.53
130	3.61	3.73	3.77	3.58	3.65	3.68	3.56	3.60	3.62	3.55	3.57	3.58	3.52	3.52	3.50	3.50	3.49	3.45
140	3.52	3.66	3.70	3.49	3.57	3.60	3.47	3.52	3.55	3.46	3.49	3.51	3.43	3.43	3.42	3.41	3.41	3.38
150	3.43	3.59	3.64	3.40	3.50	3.54	3.38	3.45	3.48	3.37	3.42	3.44	3.34	3.36	3.36	3.32	3.33	3.32
160	3.35	3.53	3.58	3.32	3.43	3.47	3.30	3.38	3.42	3.29	3.35	3.38	3.26	3.28	3.29	3.24	3.26	3.25
170	3.28	3.48	3.52	3.24	3.37	3.42	3.22	3.32	3.36	3.21	3.28	3.32	3.18	3.22	3.23	3.17	3.19	3.19
180	3.21	3.42	3.47	3.17	3.32	3.36	3.15	3.26	3.30	3.14	3.23	3.26	3.11	3.16	3.18	3.10	3.13	3.14
190	3.15	3.37	3.42	3.11	3.27	3.31	3.08	3.21	3.25	3.07	3.17	3.21	3.04	3.10	3.13	3.03	3.07	3.09
200	3.09	3.33	3.37	3.04	3.22	3.26	3.02	3.16	3.20	3.01	3.12	3.16	2.98	3.05	3.08	2.96	3.01	3.04
210	3.04	3.28	3.33	2.99	3.17	3.22	2.96	3.11	3.16	2.95	3.07	3.11	2.92	3.00	3.03	2.90	2.96	2.99
220	2.98	3.24	3.29	2.93	3.13	3.18	2.90	3.07	3.11	2.89	3.03	3.07	2.86	2.95	2.99	2.85	2.92	2.95
230	2.93	3.20	3.25	2.88	3.09	3.13	2.85	3.03	3.07	2.83	2.98	3.03	2.80	2.91	2.94	2.79	2.87	2.91
240	2.89	3.16	3.21	2.83	3.05	3.10	2.80	2.99	3.03	2.78	2.94	2.99	2.75	2.86	2.90	2.74	2.83	2.86
250	2.84	3.13	3.17	2.78	3.01	3.06	2.75	2.95	2.99	2.73	2.91	2.95	2.70	2.82	2.87	2.69	2.79	2.83
260	2.80	3.09	3.14	2.73	2.98	3.02	2.70	2.91	2.96	2.69	2.87	2.91	2.65	2.79	2.83	2.64	2.75	2.79
270	2.76	3.06	3.10	2.69	2.94	2.99	2.66	2.88	2.92	2.64	2.83	2.88	2.61	2.75	2.79	2.59	2.71	2.75
280	2.72	3.03	3.07	2.65	2.91	2.96	2.62	2.84	2.89	2.60	2.80	2.85	2.56	2.71	2.76	2.55	2.68	2.72
290	2.68	3.00	3.04	2.61	2.88	2.92	2.58	2.81	2.86	2.56	2.77	2.81	2.52	2.68	2.73	2.50	2.64	2.69
300	2.65	2.97	3.01	2.57	2.85	2.89	2.54	2.78	2.83	2.52	2.74	2.78	2.48	2.65	2.69	2.46	2.61	2.65
310	2.61	2.94	2.98	2.54	2.82	2.87	2.50	2.75	2.80	2.48	2.71	2.75	2.44	2.62	2.66	2.42	2.58	2.62
320	2.58	2.91	2.96	2.50	2.79	2.84	2.47	2.72	2.77	2.44	2.68	2.72	2.40	2.59	2.63	2.38	2.55	2.59
330	2.55	2.89	2.93	2.47	2.77	2.81	2.43	2.70	2.74	2.41	2.65	2.70	2.36	2.56	2.61	2.35	2.52	2.57
340	2.52	2.86	2.91	2.44	2.74	2.78	2.40	2.67	2.72	2.37	2.62	2.67	2.33	2.53	2.58	2.31	2.49	2.54
350	2.49	2.84	2.88	2.41	2.71	2.76	2.37	2.65	2.69	2.34	2.60	2.64	2.29	2.51	2.55	2.28	2.47	2.51

Fuente: (Thickness design for concrete highway and street pavements , 1984, págs. 16,41)

Tabla N° 7-14. Factor de erosión – Con pasador-Sin Berma de concreto. (Simple, Tándem, Trídem).

Espesor de losa (mm)	k de la subrasante/subbase (MPa/m)																	
	20			40			60			80			140			180		
	Tipo de eje			Tipo de eje			Tipo de eje			Tipo de eje			Tipo de eje			Tipo de eje		
	Sim.	Tán.	Tri.	Sim.	Tán.	Tri.	Sim.	Tán.	Tri.	Sim.	Tán.	Tri.	Sim.	Tán.	Tri.	Sim.	Tán.	Tri.
100	3.76	3.83	3.86	3.75	3.79	3.80	3.74	3.77	3.75	3.74	3.76	3.71	3.72	3.72	3.62	3.70	3.70	3.56
110	3.63	3.71	3.76	3.62	3.67	3.69	3.61	3.65	3.65	3.61	3.63	3.62	3.59	3.60	3.53	3.58	3.58	3.48
120	3.52	3.61	3.68	3.50	3.56	3.60	3.49	3.54	3.56	3.49	3.52	3.52	3.47	3.49	3.45	3.46	3.47	3.40
130	3.41	3.52	3.60	3.39	3.47	3.51	3.39	3.44	3.47	3.38	3.43	3.44	3.37	3.39	3.37	3.35	3.37	3.33
140	3.31	3.43	3.53	3.30	3.38	3.43	3.29	3.35	3.39	3.28	3.33	3.36	3.27	3.30	3.29	3.26	3.28	3.26
150	3.22	3.36	3.47	3.21	3.30	3.36	3.20	3.27	3.31	3.19	3.25	3.28	3.17	3.21	3.22	3.16	3.19	3.19
160	3.14	3.28	3.41	3.12	3.22	3.30	3.11	3.19	3.25	3.10	3.17	3.21	3.09	3.13	3.15	3.08	3.12	3.12
170	3.06	3.22	3.35	3.04	3.15	3.24	3.03	3.12	3.19	3.02	3.10	3.15	3.01	3.06	3.08	3.00	3.04	3.05
180	2.99	3.16	3.30	2.97	3.09	3.19	2.96	3.06	3.13	2.95	3.03	3.09	2.93	2.99	3.02	2.92	2.97	2.99
190	2.92	3.10	3.25	2.90	3.03	3.14	2.88	2.99	3.08	2.88	2.97	3.04	2.86	2.93	2.96	2.85	2.91	2.93
200	2.85	3.05	3.21	2.83	2.97	3.09	2.82	2.94	3.03	2.81	2.91	2.99	2.79	2.87	2.91	2.78	2.85	2.88
210	2.79	2.99	3.16	2.77	2.92	3.05	2.75	2.88	2.99	2.75	2.86	2.94	2.73	2.81	2.86	2.72	2.79	2.83
220	2.73	2.95	3.12	2.71	2.87	3.01	2.69	2.83	2.94	2.69	2.80	2.90	2.67	2.76	2.82	2.66	2.73	2.78
230	2.67	2.90	3.06	2.65	2.82	2.97	2.64	2.78	2.90	2.63	2.75	2.85	2.61	2.70	2.77	2.60	2.68	2.74
240	2.62	2.86	3.06	2.60	2.78	2.93	2.58	2.73	2.86	2.57	2.71	2.82	2.55	2.66	2.73	2.54	2.63	2.69
250	2.57	2.82	3.01	2.54	2.73	2.89	2.53	2.69	2.83	2.52	2.66	2.78	2.50	2.61	2.69	2.49	2.59	2.65
260	2.52	2.78	2.98	2.49	2.69	2.86	2.48	2.65	2.79	2.47	2.62	2.74	2.45	2.56	2.66	2.44	2.54	2.62
270	2.47	2.74	2.94	2.44	2.65	2.82	2.43	2.61	2.76	2.42	2.58	2.71	2.40	2.52	2.62	2.39	2.50	2.58
280	2.42	2.71	2.91	2.40	2.62	2.79	2.38	2.57	2.72	2.37	2.54	2.68	2.35	2.48	2.59	2.34	2.46	2.55
290	2.38	2.67	2.88	2.35	2.58	2.76	2.34	2.53	2.69	2.33	2.50	2.65	2.31	2.44	2.55	2.30	2.42	2.51
300	2.34	2.64	2.85	2.31	2.55	2.73	2.30	2.50	2.66	2.29	2.46	2.62	2.26	2.41	2.52	2.26	2.38	2.48
310	2.29	2.61	2.82	2.27	2.51	2.70	2.25	2.46	2.63	2.24	2.43	2.59	2.22	2.37	2.49	2.21	2.34	2.45
320	2.25	2.58	2.80	2.23	2.48	2.68	2.21	2.43	2.61	2.20	2.40	2.56	2.18	2.33	2.46	2.17	2.31	2.42
330	2.21	2.55	2.77	2.19	2.45	2.65	2.17	2.40	2.58	2.16	2.36	2.53	2.14	2.30	2.44	2.13	2.28	2.40
340	2.18	2.52	2.74	2.15	2.42	2.62	2.14	2.37	2.55	2.12	2.33	2.50	2.10	2.27	2.41	2.09	2.24	2.37
350	2.14	2.49	2.72	2.11	2.39	2.60	2.10	2.34	2.53	2.09	2.30	2.48	2.07	2.24	2.38	2.06	2.21	2.34

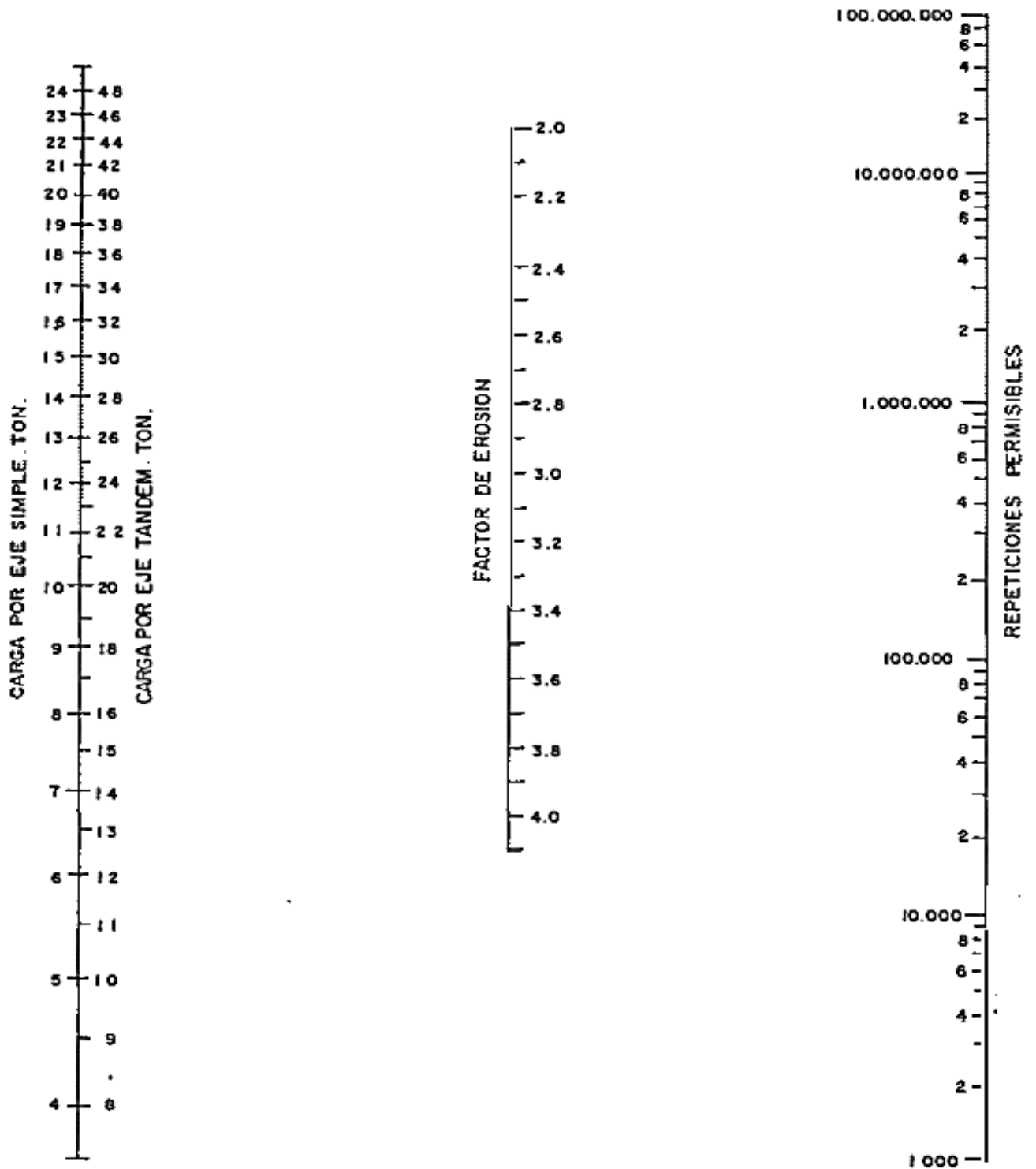
Fuente: (Thickness design for concrete highway and street pavements , 1984, págs. 16,41)

Tabla N° 7-15. Factor de erosión – Sin pasador- Con Berma de concreto. (Simple, Tándem, Trídem).

Espesor de losa (mm)	k de la subrasante/subbase (MPa/m)																	
	20			40			60			80			140			180		
	Tipo de eje			Tipo de eje			Tipo de eje			Tipo de eje			Tipo de eje			Tipo de eje		
	Sim.	Tán.	Tri.	Sim.	Tán.	Tri.	Sim.	Tán.	Tri.	Sim.	Tán.	Tri.	Sim.	Tán.	Tri.	Sim.	Tán.	Tri.
100	3.45	3.45	3.44	3.41	3.36	3.35	3.39	3.33	3.30	3.38	3.31	3.27	3.34	3.28	3.22	3.31	3.27	3.19
110	3.34	3.36	3.36	3.30	3.27	3.26	3.28	3.22	3.20	3.27	3.20	3.17	3.22	3.16	3.12	3.20	3.15	3.09
120	3.24	3.28	3.29	3.20	3.18	3.18	3.18	3.13	3.12	3.16	3.11	3.09	3.13	3.06	3.02	3.11	3.04	2.99
130	3.15	3.21	3.23	3.11	3.11	3.11	3.08	3.05	3.05	3.07	3.02	3.01	3.04	2.97	2.94	3.02	2.95	2.91
140	3.07	3.15	3.17	3.02	3.04	3.04	3.00	2.98	2.98	2.98	2.95	2.94	2.95	2.89	2.87	2.93	2.86	2.83
150	2.99	3.09	3.12	2.94	2.98	2.99	2.92	2.92	2.92	2.90	2.88	2.88	2.87	2.82	2.80	2.85	2.79	2.77
160	2.91	3.04	3.08	2.87	2.92	2.94	2.84	2.86	2.87	2.83	2.82	2.82	2.80	2.75	2.74	2.78	2.72	2.70
170	2.85	2.99	3.03	2.80	2.87	2.89	2.77	2.81	2.82	2.76	2.77	2.77	2.73	2.69	2.69	2.71	2.66	2.65
180	2.78	2.94	2.99	2.73	2.82	2.85	2.71	2.76	2.77	2.69	2.71	2.72	2.66	2.64	2.63	2.64	2.61	2.60
190	2.73	2.90	2.96	2.67	2.77	2.81	2.64	2.71	2.73	2.63	2.67	2.68	2.60	2.59	2.59	2.58	2.55	2.55
200	2.67	2.86	2.93	2.61	2.73	2.77	2.59	2.67	2.69	2.57	2.62	2.64	2.54	2.54	2.54	2.52	2.51	2.50
210	2.62	2.82	2.89	2.56	2.69	2.74	2.53	2.63	2.65	2.51	2.58	2.60	2.48	2.50	2.50	2.47	2.46	2.46
220	2.57	2.78	2.87	2.51	2.66	2.71	2.48	2.59	2.62	2.46	2.54	2.56	2.43	2.46	2.47	2.41	2.42	2.42
230	2.52	2.75	2.84	2.46	2.62	2.68	2.43	2.55	2.59	2.41	2.50	2.53	2.38	2.42	2.43	2.36	2.38	2.38
240	2.47	2.72	2.81	2.41	2.59	2.65	2.38	2.52	2.56	2.36	2.47	2.50	2.33	2.38	2.40	2.31	2.34	2.35
250	2.43	2.69	2.79	2.37	2.55	2.62	2.34	2.48	2.53	2.32	2.43	2.47	2.28	2.35	2.37	2.27	2.31	2.32
260	2.39	2.66	2.77	2.33	2.52	2.60	2.29	2.45	2.50	2.27	2.40	2.44	2.24	2.31	2.34	2.22	2.27	2.29
270	2.35	2.63	2.74	2.28	2.49	2.57	2.25	2.42	2.48	2.23	2.37	2.42	2.20	2.28	2.31	2.18	2.24	2.26
280	2.31	2.60	2.72	2.25	2.47	2.55	2.21	2.39	2.46	2.19	2.34	2.39	2.16	2.25	2.28	2.14	2.21	2.23
290	2.28	2.58	2.70	2.21	2.44	2.53	2.17	2.37	2.43	2.15	2.32	2.37	2.12	2.22	2.26	2.10	2.18	2.20
300	2.24	2.55	2.68	2.17	2.41	2.51	2.14	2.34	2.41	2.12	2.29	2.35	2.08	2.19	2.23	2.06	2.15	2.18
310	2.21	2.53	2.67	2.14	2.39	2.49	2.10	2.31	2.39	2.08	2.26	2.33	2.04	2.17	2.21	2.02	2.13	2.16
320	2.18	2.50	2.65	2.11	2.36	2.47	2.07	2.29	2.37	2.05	2.24	2.31	2.01	2.14	2.19	1.99	2.10	2.13
330	2.15	2.48	2.63	2.07	2.34	2.45	2.04	2.27	2.35	2.01	2.21	2.29	1.97	2.12	2.17	1.95	2.07	2.11
340	2.12	2.46	2.61	2.04	2.32	2.43	2.01	2.24	2.33	1.98	2.19	2.27	1.94	2.09	2.15	1.92	2.05	2.09
350	2.09	2.44	2.60	2.01	2.30	2.42	1.97	2.22	2.32	1.95	2.17	2.25	1.91	2.07	2.13	1.89	2.03	2.07

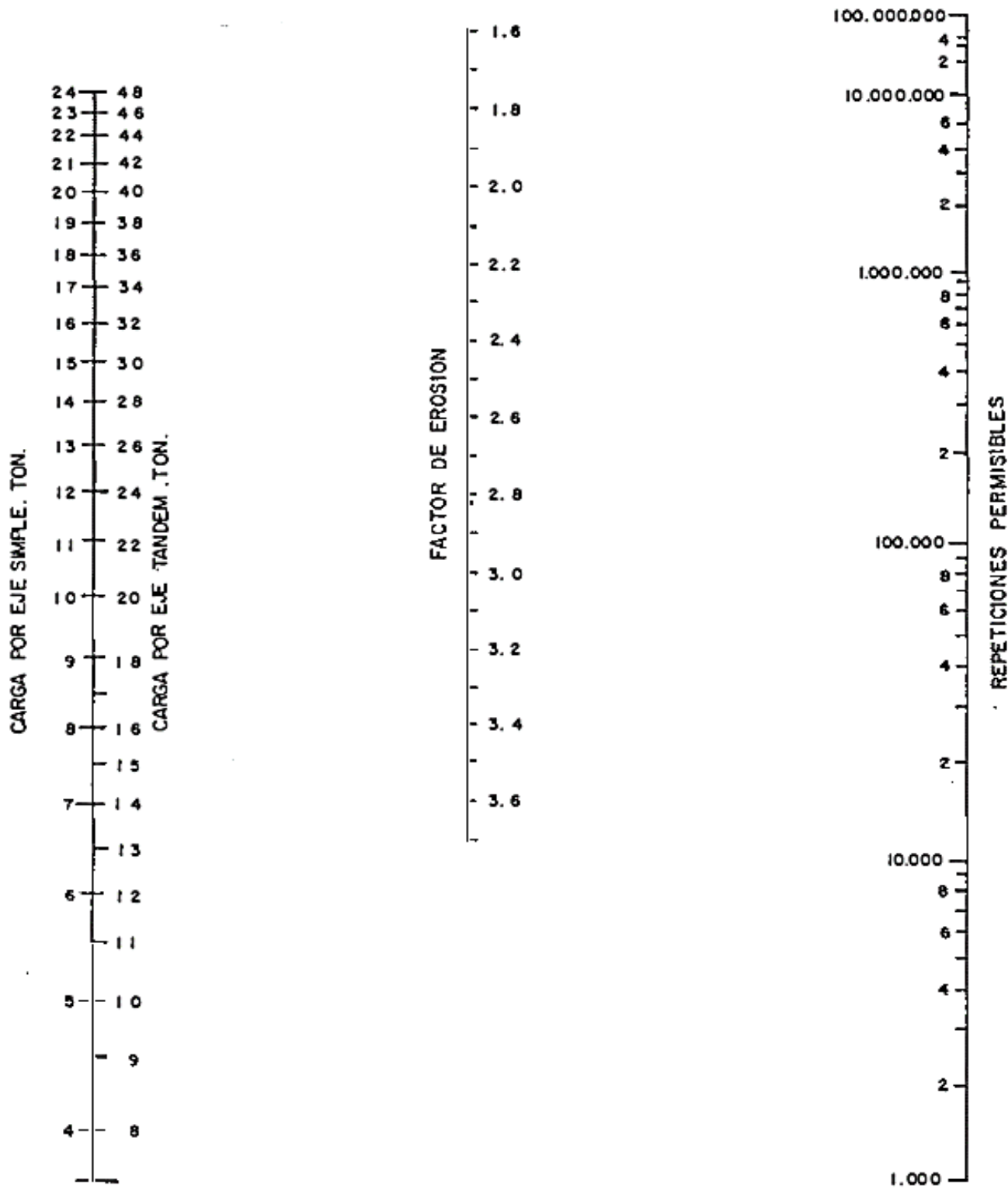
Fuente: (Thickness design for concrete highway and street pavements , 1984, págs. 18,41)

Ilustración N° 7-6. Análisis por erosión, repeticiones admisibles para pavimentos sin berma.



Fuente: (Thickness design for concrete highway and street pavements , 1984, pág. 17)

Ilustración N° 7-7. Análisis por erosión, repeticiones admisibles para pavimentos con berma.



Fuente: (Thickness design for concrete highway and street pavements , 1984, pág. 19)

7.2.2.3.2. Análisis de sensibilidad mediante el uso del software BS-PCA.

- **Ingreso de datos.**

En la pantalla principal del software, podemos ingresar los datos requeridos por la metodología PCA.

Ilustración N° 7-8. Ventana para ingreso de parámetros de análisis, software BS-PCA.

Fuente: Los autores.

- ✓ **Resistencia K de apoyo**

Esta deberá ser la correspondiente a la reacción del conjunto Subrasante/subbase. Ya se en Mpa/m, Tn/m³ o PCI.

- ✓ Espesor de la losa.

Se ingresará el valor del tamaño de la losa que se desee evaluar. Esto se lo puede hacer en mm o pulgadas.

Form for "Espesor de la Losa" (Slab Thickness). It features a text input field and a dropdown menu. The dropdown menu is open, showing three options: "mm" (highlighted in blue), "mm", and "pulgadas" (in red).

- ✓ Módulo de rotura del hormigón.

Se ingresará el valor del módulo de rotura del hormigón en Mpa, Kg/cm2 o PSI.

Form for "Módulo de Rotura Losa" (Concrete Breakdown Module). It features a text input field and a dropdown menu. The dropdown menu is open, showing four options: "Mpa" (highlighted in blue), "Mpa", "Kg/cm2", and "PSI (lb/pulg2)" (in red).

- ✓ Bermas y pasadores.

En este software se puede agregar al diseño la presencia de bermas y/o pasadores.

Form for "Bermas y pasadores" (Berms and bolts). It contains two checkboxes: "Con Bermas" and "Con Pasadores".

- ✓ LSF y MFR.

En caso de requerir los factores de seguridad de carga, así como el de mayoración de carga se puede ingresar su magnitud en los menús correspondientes.

Form for "Factor de Seguridad Carga" (Load Safety Factor) and "Factor de Mayoración de Repeticiones" (Load Repetition Factor). It contains two text input fields.

✓ Transito.

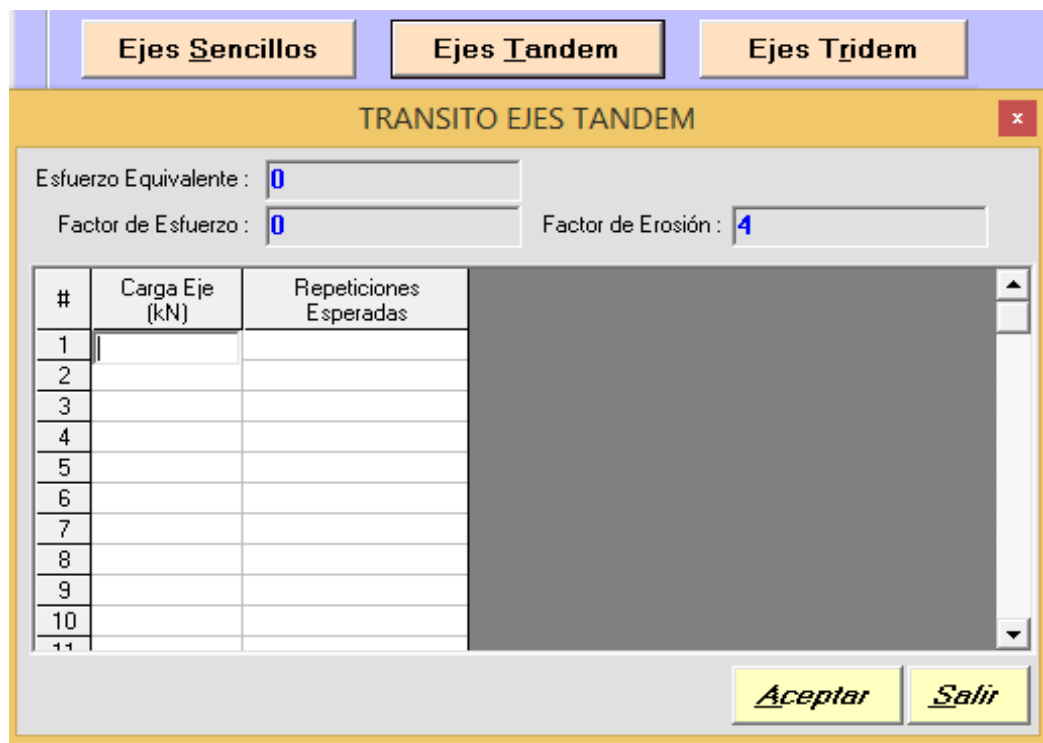
Primero se deberá seleccionar las unidades en las que será ingresadas las cargas por eje (KN, Tn o KIPS)



A screenshot of a software window titled 'TRANSITO'. It features a dropdown menu with a small arrow icon on the right. The menu is open, showing four options: 'kN' (highlighted in blue), 'Tn', and 'KIPS' (all in red text), and an empty white space at the bottom.

Ahora para cada tipo de configuración de eje (simple, tándem o trídem), se ingresa la carga por eje en las unidades seleccionadas anteriormente y el correspondiente número de repeticiones.

Ilustración N° 7-9. Ventana de ingreso de datos de tráfico, software BS-PCA.



A screenshot of a software window titled 'TRANSITO EJES TANDEM'. At the top, there are three tabs: 'Ejes Sencillos', 'Ejes Tandem' (selected), and 'Ejes Tridem'. Below the tabs, there are three input fields: 'Esfuerzo Equivalente : 0', 'Factor de Esfuerzo : 0', and 'Factor de Erosión : 4'. Below these fields is a table with two columns: '#', 'Carga Eje (kN)', and 'Repeticiones Esperadas'. The table has 11 rows, with the first row containing the number '1' in the first column. To the right of the table is a large gray area. At the bottom right of the window are two buttons: 'Aceptar' and 'Salir'.

#	Carga Eje (kN)	Repeticiones Esperadas
1		
2		
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		
10		
11		

Fuente: Los autores.

- **Calculo del porcentaje de fatiga y erosión con el software BS-PCA.**

En el caso de requerir el cálculo del porcentaje de consumo por fatiga y erosión para un determinado espesor de losa, se puede obtener este valor haciendo click en el botón “calcular”. Con esto el programa arroja el porcentaje de consumo por fatiga y erosión para os datos ingresados.

Ilustración N° 7-10. Resultados de % de consumo, software BS-PCA.

BS-PCA - DISEÑO PAVIMENTOS RIGIDOS PCA

Opciones Sensibilidad Terminar

Resistencia K del Apoyo : 37.5 Mpa/m

Espesor de la Losa : 230 mm

Módulo de Rotura Losa : 4 Mpa

☐ Con Bermas

☒ Con Pasadores

TRANSITO

kN

Factor de Seguridad Carga : 1.1

Factor de Mayoración de Repeticiones : 1

Ejes Sencillos Ejes Tandem Ejes Tridem

Total Consumo Esfuerzo (%) : 40.9081

Total Consumo Erosión (%) : 48.1683

Resultados del análisis

Cargar Guardar Calcular Imprimir Salir

Fuente: Los autores.

- **Análisis de sensibilidad.**

Para realizar el análisis de sensibilidad lo haremos mediante el menú Sensibilidad/Análisis de sensibilidad.

Ilustración N° 7-11. Ventana de ingreso de parámetros para análisis de sensibilidad, software BS-PCA

BS-PCA - DISEÑO PAVIMENTOS RIGIDOS PCA

Opciones Sensibilidad Terminar

Resis **Análisis de Sensibilidad** Mpa/m

Espesor de la Losa : 230 mm

ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

	Unidad	Inicial	Final	Paso	
Resistencia K del Apoyo :	Mpa/m	20	180	10	
Espe so r de la Losa :	mm	100	350	10	
Módulo de Rotura Losa :	Mpa	4	5	0.2	
Factor Mayoración de Repeticiones :		1	100	5	

☐ Con Bermas
☐ Con Pasadores

Procesar Salir

Fuente: Los autores.

En la ventana desplegada (ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD), en donde se deberá ingresar los datos requerido, con sus valores iniciales (desde que valor se desea analizar) y finales (hasta que valor se evaluará) y con qué intervalos se lo realizará.

De este análisis se obtiene datos como los presentados a continuación.

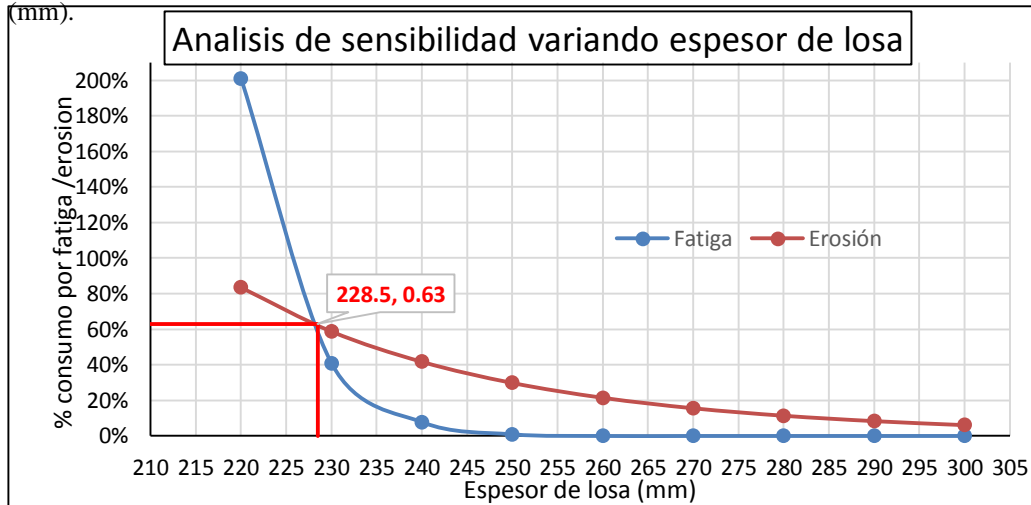
DISEÑO PAVIMENTOS RIGIDOS - METODO PCA
UNIVERSIDAD DEL CAUCA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
Software : BS-PCA

ANALISIS DE SENSIBILIDAD

K_Subrasante (Mpa/m)	Espesor (mm)	Modulo_Rotura (Mpa)	Factor May Repeticion	Consumo Fatiga	Consumo Erosion
37.5	210.00	4.0	1.0	734.65	120.07
37.5	220.00	4.0	1.0	201.00	83.57
37.5	230.00	4.0	1.0	40.91	58.80
37.5	240.00	4.0	1.0	7.79	41.73
37.5	250.00	4.0	1.0	0.91	29.84
37.5	260.00	4.0	1.0	0.00	21.50
37.5	270.00	4.0	1.0	0.00	15.60
37.5	280.00	4.0	1.0	0.00	11.39
37.5	290.00	4.0	1.0	0.00	8.36
37.5	300.00	4.0	1.0	0.00	6.11

Procesando estos datos con ayuda de una hoja de cálculo se graficará las variaciones de espesores de losa versus el porcentaje de consumo por fatiga y erosión, siendo el valor óptimo de este espesor en la cual las dos curvas se intersecan como en el ejemplo siguiente.

Ilustración N° 7-12. Gráfica de % de consumo por fatiga y erosión para diferentes espesores de losa (mm).



Fuente: Los autores.

Entonces el valor óptimo de espesor de losa será de $228.5 \cong 230\text{mm}$.

7.2.3. Ejemplo de Diseño.

Se va a realizar el diseño de un pavimento rígido determinando un espesor de pavimento que represente la sección más óptima, tanto por el análisis de fatiga, como por erosión, por lo tanto, el diseño es un proceso iterativo hasta que el % de consumo por fatiga y/o por erosión se acerquen al 100, nunca sobre de él, se recomienda un porcentaje de consumo de 95 %, para tener una estructura óptima.

El primer paso es la determinación de información previa, empezando por:

- Tránsito de diseño. –Para esta metodología de diseño se requiere la información del Espectro de carga, es decir que se requiere de la cantidad de repeticiones de carga proyectadas y acumuladas al periodo de diseño, por cada tipo de eje que este compuesto el tráfico.

Espectro de Carga. –Para el ejemplo se va a tomar el espectro de carga proporcionado por la información del Peaje de Machachi, para la carretera E-35, el cual se detalla a continuación:

Tabla N° 7-16. Espectro de carga Carretera E-35, sector Machachi.

Tipo de Vehículo	TPDA	TPDA	SRS		SRD		TÁNDEM	TRÍDEM
		Proyectado acumulado 2048-2018	3.00 T	7.00 T	7.00 T	11.00 T	20.00 T	24.00 T
LIVIANOS	22166.8	88580015.8						
2DA	3306.45	13212791.5	13212791.5		13212791.5			
2DB	1667.3	6662630.86		6662630.9		6662630.9		
3A	357.36	1428042.1		1428042.1			1428042.1	
4C	59.7	238559.897		238559.9				238559.9
2S3	170.77	682419.251		682419.3		682419.3		682419.3
3S3	463.01	1850202.24		1850202.2			1850202.2	1850202.2
SUMATORIA			13212792	10861854	13212792	7345050	3278244	2771182

Fuente: Los autores, 2019.

Factor de Mayoración de repeticiones (MRF). –Este factor se considera por posibles errores en la estimación del tránsito, se va a considerar un valor medio de:

$$MRF = 1.0$$

Factor de Seguridad de Carga (LSF). –Este factor considera posibles sobrecargas en las vías, cuyo valor recomendado para vías de primer orden es de:

$$LSF = 1.20$$

- Propiedades mecánicas del hormigón. –Este parámetro se refiere al módulo de rotura a flexión del hormigón, la cual puede obtenerse por correlaciones con la resistencia a la compresión ($f'c$) con la siguiente ecuación.

$$MR = 3.1023 * \sqrt{f'c} \left(Kg/cm^2 \right)$$

La resistencia a la compresión es la que se utilizó para la mezcla (Capítulo V), con un valor de 280 Kg/cm².

$$MR = 3.1023 * \sqrt{280} \left(\frac{Kg}{cm^2} \right)$$

$$MR = 51.91 \frac{Kg}{cm^2}$$

$$MR = 5.29 MPa$$

- Coeficiente de balasto para la capa de apoyo. –Este coeficiente para la capa de apoyo puede determinarse con el ensayo de carga de Placa (AASHTO T-222), pero además existen correlaciones con la capacidad portante del suelo (CBR), como la siguiente.

$$K = 2.55 + 52.5 * \log(CBR) \quad \text{para } CBR < 10\%$$

Como se detalló en capítulos anteriores, la capacidad portante del suelo correspondiente al percentil 85, es de:

$$CBR = 5.4 \%$$

Entonces el módulo de balasto es:

$$K = 2.55 + 52.5 * \log(5.4)$$

$$K = 41.0 MPa/m$$

Ahora el módulo de balasto se ve modificado debido a la presencia de una capa Granular que sirve de asiento a la capa de rodadura de hormigón, por lo cual se va a modificar con la utilización de la Tabla VII-9. Para ello se ingresa con el valor de módulo de balasto de

la subrasante (41 MPa/m), y se determina un espesor de Capa de apoyo, que para nuestro ejemplo será de 300 mm, ya que el nivel del tráfico es alto.

Como el valor de K, no es coincide exacto con uno de los determinados en la Tabla VII-10, se debe interpolar:

Valor de K de subrasante	Valor de K modificado
40.00 MPa/m	57.00 MPa/m
41.00 MPa/m	Valor a interpolar
60.00 MPa/m	76.00 MPa/m

Valor de K interpolado es:

$$K_{DISEÑO} = 57.95 \text{ MPa/m}$$

- Consideración de Pasadores y bermas en el diseño. – Para el diseño se contempla que, si existe Pasadores, esto para una mejor transmisión de cargas, y además si considera la existencia de Bermas en la carretera.
- Análisis por fatiga. –Este análisis consiste en determinar el porcentaje de consumo por fatiga al que está sometido la estructura, y este porcentaje se determina a través de la relación entre las repeticiones esperadas mayoradas respecto a las repeticiones admisibles.
 - a) Carga Por eje. –Del espectro de carga se tiene cargas para eje simple, eje Tándem y eje trídem, ahora el cálculo de cada uno.

Eje Simple. –Se tiene Cargas de 3, 7 y 11 T, que al afectarse por el factor de mayoración de carga (LSF = 1.20) resulta.

$$CARGA\ POR\ EJE_{Simple} = 3.6\ T$$

$$CARGA\ POR\ EJE_{Simple} = 8.4\ T$$

$$CARGA\ POR\ EJE_{Simple} = 13.2\ T$$

Eje Tándem. –Se tiene Carga de 20 T, que al afectarse por el factor de mayoración se tiene:

$$CARGA\ POR\ EJE_{Tándem} = 24\ T$$

Eje Trídem. –Se tiene Carga de 24 T, considerando que debe afectarse por el factor de mayoración y dividir su valor entre tres, obteniéndose:

$$CARGA\ POR\ EJE_{Tándem} = 9.3\ T$$

Con estos valores de se ingresa en la Ilustración VII-10, considerando que la carga por eje Trídem se ingresa en el ábaco para “Carga por eje Simple”.

b) Relación de Esfuerzos. – La proporción o relación de esfuerzos resulta de la siguiente ecuación:

$$Relación\ de\ esfuerzos = \frac{Esfuerzo\ equivalente}{Modulo\ de\ rotura\ del\ hormigón}$$

El esfuerzo Equivalente se obtiene de la Tabla VII-12, el cual depende del módulo de balasto característico de la subrasante, y del espesor de la losa que se seleccione, entonces se va a definir el espesor de losa de prueba 1, generalmente este espesor de losa puede ser el espesor determinado por el método AASHTO 93, aunque se sabe que el método PCA es menos conservado, por ello el espesor calculado será menor, el espesor de prueba 1 va a ser:

$$ESPESOR\ DE\ LOSA = 220\ mm$$

Entonces con el Valor de $K = 57.95\ \text{Mpa/m}$ y Espesor de losa de 220 mm se debe interpolar para valores de esfuerzo equivalente de K entre 40 -60 Mpa/m.

Para Eje Simple:

Valor de K de subrasante.	Esfuerzo Equivalente.
40.00 MPa/m	1.290
57.95 MPa/m	Valor a interpolar
60.00 MPa/m	1.200

$$Esfuerzo\ equivalente_{E\ SIMPLE} = 1.2092$$

Siguiendo la misma metodología se realiza para eje Tándem y Trídem.

$$Esfuerzo\ equivalente_{E\ TÁNDEM} = 1.0392$$

$$Esfuerzo\ equivalente_{E\ TRÍDEM} = 0.8062$$

La relación de esfuerzos nada más queda de dividir los esfuerzos equivalentes obtenidos para el módulo de rotura del hormigón (MR). El que se determinó anteriormente con un valor de:

$$MR = 5.29 \text{ MPa}$$

La relación de Esfuerzos para los diferentes ejes es:

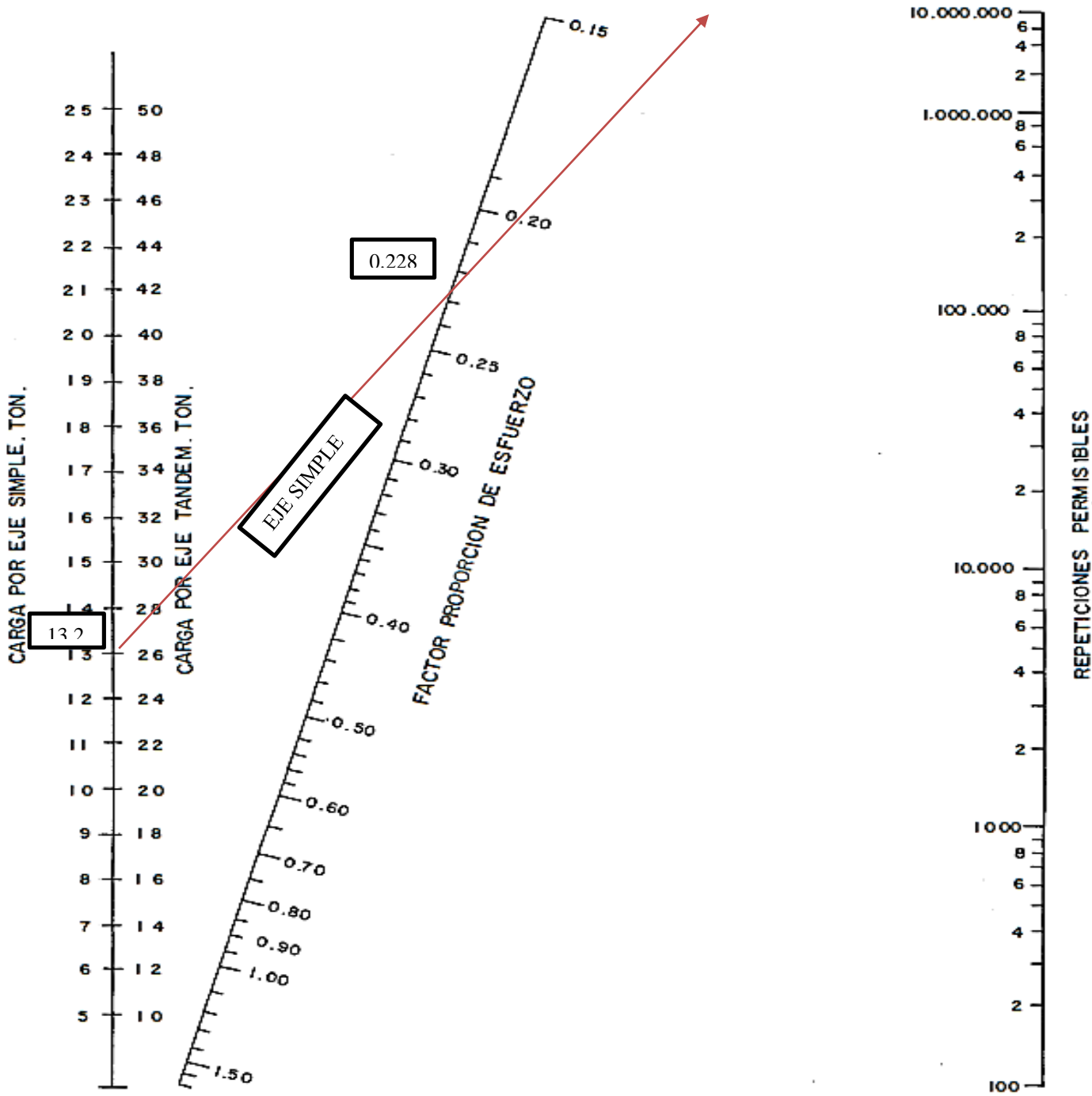
$$\text{Relación de Esfuerzos}_{EJE \text{ SIMPLE}} = 0.2284$$

$$\text{Relación de Esfuerzos}_{EJE \text{ TÁNDEM}} = 0.1963$$

$$\text{Relación de Esfuerzos}_{EJE \text{ TRÍDEM}} = 0.1523$$

Finalmente, con la relación de esfuerzos y la carga por eje se ingresa al ábaco presentado en la ilustración VII-8, para así determinar el valor de repeticiones admisibles, como se detalla en la Ilustración VIII-10.

Ilustración N° 7-13. Análisis de fatiga, repeticiones admisibles para pavimentos con y sin berma, Ejemplo para eje simple.



Fuente: (Thickness design for concrete highway and street pavements , 1984, pág. 15)

c) Repeticiones admisibles. –Como se la observa en la Ilustración VIII-13, la recta no interseca con la escala para determinar las repeticiones admisibles, ya que resultaría un valor superior a 10'000000, entonces en dicho caso se considera las repeticiones admisibles como ILIMITADO.

d) Porcentaje de fatiga. –El porcentaje de fatiga resulta de la relación entre Repeticiones esperadas/repeticiones admisibles.

A Continuación, se detalla las repeticiones admisibles para las diferentes configuraciones de eje.

Tabla N° 7-17. Repeticiones admisibles por fatiga por configuraciones de eje.

Tipo de eje	Carga por Eje	Ábaco correspondiente	Relación de Esfuerzos	Repeticiones admisibles
SIMPLE	3.6	Eje simple	0.2284	Ilimitado
	8.4	Eje simple	0.2284	Ilimitado
	13.2	Eje simple	0.2284	Ilimitado
TÁNDEM	24	Eje Tándem	0.1963	Ilimitado
TRÍDEM	9.3	Eje simple	0.1523	Ilimitado

Fuente: Los autores.

El análisis por fatiga consiste en determinar el porcentaje consumo por fatiga que es la relación entre las repeticiones estimadas para las repeticiones admisibles.

$$\% \text{ Consumo por fatiga} = \frac{\text{Repeticiones esperadas} * MFR}{\text{Repeticiones admisibles}} * 100\%$$

Como se determinó que las repeticiones admisibles para todas las configuraciones de eje son ilimitadas, el % de consumo parcial y total es de

$$\% \text{ Consumo por fatiga} = 0\%$$

- Análisis por Erosión. –Este análisis consiste en determinar el porcentaje de consumo por erosión, la metodología de análisis es similar al análisis por fatiga, pero se utiliza las tablas y ábacos correspondientes al parámetro de erosión.

a) Carga Por eje. –Calculado anteriormente se tiene:

Eje Simple.

$$CARGA\ POR\ EJE_{Simple} = 3.6\ T$$

$$CARGA\ POR\ EJE_{Simple} = 8.4\ T$$

$$CARGA\ POR\ EJE_{Simple} = 13.2\ T$$

Eje Tándem.

$$CARGA\ POR\ EJE_{Tándem} = 24\ T$$

Eje Trídem.

$$CARGA\ POR\ EJE_{Tándem} = 9.3\ T$$

b) Factor de erosión. –Para determinar dicho coeficiente se establece si el pavimento va a considerar Pasadores en las juntas y además si se incluye o no bermas de concreto, que para el desarrollo del ejemplo se considera:

Pasadores en las Juntas: SI.

Bermas de concreto: SI:

Entonces la información del factor de erosión se determina de la Tabla VII-12., la cual se determina con el espesor de la losa, y el módulo de balasto de la subrasante, en similitud al esfuerzo equivalente detallado anteriormente, entonces se tiene:

Valor de K de subrasante.	Factor de erosión
40.00 MPa/m	2.29
57.95 MPa/m	Valor a interpolar
60.00 MPa/m	2.26

$$Factor\ de\ erosión_{E\ SIMPLE} = 2.2631$$

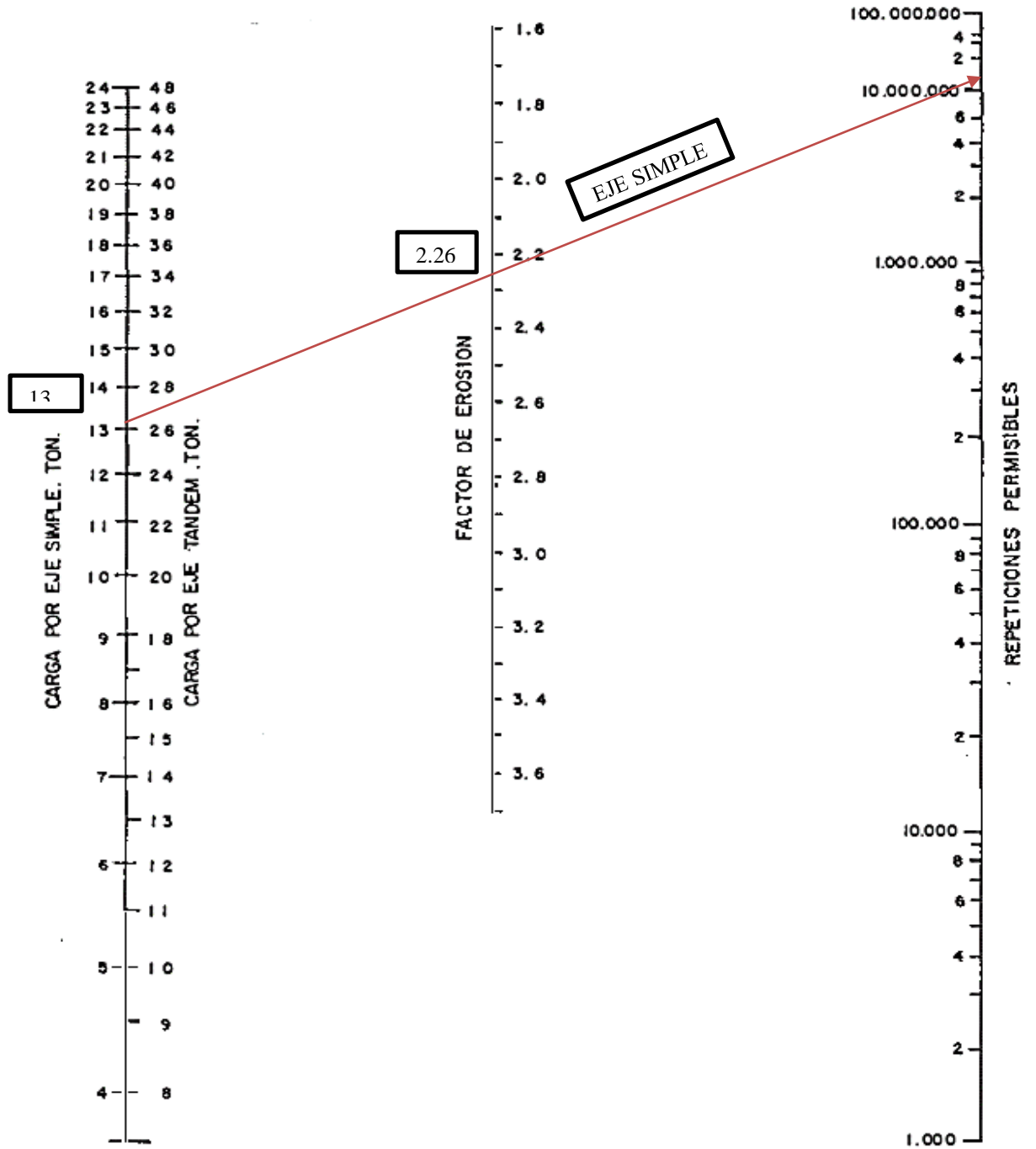
Siguiendo la misma metodología se realiza para eje Tándem y Trídem.

$$Factor\ de\ erosión_{E\ TÁNDEM} = 2.3672$$

$$Factor\ de\ erosión_{E\ TRÍDEM} = 2.4403$$

c) Repeticiones admisibles. –Para ello se procede a ingresar al ábaco presentado en la ilustración N° VII-12 correspondiente a repeticiones admisibles para pavimentos con berma, el cual depende del factor de erosión como de la carga por eje, a continuación, en la Ilustración N° VII-17 se detalla la determinación del factor de erosión para un eje simple de carga mayorada igual a 13.2 T.

Ilustración N° 7-14. Análisis de fatiga, repeticiones admisibles para pavimentos con y sin berma, Ejemplo para eje simple.



Fuente: (Thickness design for concrete highway and street pavements , 1984, pág. 15)

De la misma forma para las otras cargas de eje simple, y de los ejes tandem y tridem, obteniéndose los siguiente:

Tabla N° 7-18. Repeticiones admisibles por erosión por configuraciones de eje.

Tipo de eje	Carga por Eje	Ábaco correspondiente	Factor de Erosión	Repeticiones admisibles
SIMPLE	3.6	Eje simple	2.26	Ilimitado
	8.4	Eje simple	2.26	Ilimitado
	13.2	Eje simple	2.26	14000000
TÁNDEM	24	Eje Tandem	2.36	7000000
TRÍDEM	9.3	Eje simple	2.34	Ilimitado

Fuente: Los autores.

Como se resume en la anterior Tabla VII-19 para los ejes simple de 13.2 T (Mayorado) y para el eje tipo tandem se tiene valores de repeticiones admisibles, es decir que se tiene un porcentaje de consumo de erosión, con la siguiente ecuación:

$$\% \text{ Consumo por erosión} = \frac{\text{Repeticiones esperadas} * MFR}{\text{Repeticiones admisibles}} * 100\%$$

Eje simple 13.2 T

$$\% \text{ Consumo por erosión}_{ES \ 13.2T} = \frac{\text{Repeticiones esperadas} * MFR}{\text{Repeticiones admisibles}} * 100\%$$

$$\% \text{ Consumo por erosión}_{ES \ 13.2T} = \frac{7 \ 345 \ 050}{14 \ 000 \ 000} * 100\%$$

$$\% \text{ Consumo por erosión}_{ES \ 13.2T} = 52.46 \%$$

Eje Tándem.

$$\% \text{ Consumo por erosión}_{E TÁNDEM} = \frac{3\,278\,244}{7\,600\,000} * 100\%$$

$$\% \text{ Consumo por erosión}_{E TÁNDEM} = 43.13 \%$$

Entonces el Porcentaje de consumo or erosión total es la suma del producido por cada tipo de eje, resultando:

$$\% \text{ Consumo por erosión}_{TOTAL} = 52.46 + 43.13$$

$$\% \text{ Consumo por erosión}_{TOTAL} = 95.60$$

Para una mejor comprensión se presenta una tabla Resumen del diseño:

Tabla N° 7-19. Análisis por fatiga y erosión de Pavimento rígido $f'c$ 280 Kg/cm², D=220mm.

TIPO DE EJE			Análisis de Fatiga		Análisis de Erosión	
			Repeticiones Admisibles	% de Fatiga	Repeticiones Admisibles	% de Erosión
Ejes Simples			Tension Equivalente	1.2092	Factor de Erosión	2.2631
Carga por eje (T)	Carga * FS	Repeticiones Esperadas	Relación de Esfuerzos	0.2284		
3	3.600	13212792	Ilimitado	0.00	Ilimitado	0.00
7	8.400	24074646	Ilimitado	0.00	Ilimitado	0.00
11	13.200	7345050	Ilimitado	0.00	14000000	52.46
Ejes Tándem			Tension Equivalente	1.0392	Factor de Erosión	2.3672
Carga por eje (T)	Carga * FS	Repeticiones Esperadas	Relación de Esfuerzos	0.1963		
20	24.000	3278244	Ilimitado	0.00	7600000	43.13
Ejes Tridem			Tension Equivalente	0.8062	Factor de Erosión	2.4403
Carga por eje (T)	Carga * FS/3	Repeticiones Esperadas	Relación de Esfuerzos	0.1523		
24	9.600	2771182	Ilimitado	0.00	Ilimitado	0.00
Σ % de Fatiga				0.00	Σ % de Erosión	95.60

Fuente: Los Autores.

Entonces se define que el pavimento de 220 mm de espesor satisface el % de consumo tanto por fatiga, como por erosión, como el pavimento tiene un espesor considerable, pues la fatiga no es un factor que le afecte a esta sección.

A continuación, se realiza el chequeo del diseño por el Software BS-PCA, una herramienta que ayuda en el diseño de pavimento rígido por la metodología PCA.

Ingreso de parámetros de diseño.

Ilustración N° 7-15. Ingreso de parámetros de diseño Software BS-PCA.

Fuente: los Autores.

Ilustración N° 7-16. Ingreso de tránsito de diseño en software BS-PCA.

#	Carga Eje (Tn)	Repeticiones Esperadas
1	3	13212792
2	7	10861854
3	7	13212792
4	11	7345050

#	Carga Eje (Tn)	Repeticiones Esperadas
1	20	3278244

#	Carga Eje (Tn)	Repeticiones Esperadas
1	24	2771182

Fuente: los Autores.

Resultados del análisis de % de consumo.

Ilustración N° 7-17. Resultados de análisis por Software BS-PCA.

The screenshot shows the 'BS-PCA - DISEÑO PAVIMENTOS RIGIDOS PCA' window. It has three tabs: 'Opciones', 'Sensibilidad', and 'Terminar'. The 'Opciones' tab is active. The interface includes input fields for 'Resistencia K del Apoyo' (57.95 Mpa/m), 'Espesor de la Losa' (220 mm), and 'Módulo de Rotura Losa' (51.91 Kg/cm2). There are checkboxes for 'Con Bermas' and 'Con Pasadores', both of which are checked. A 'TRANSITO' section has a dropdown set to 'Tn', and 'Factor de Seguridad Carga' is 1.2, and 'Factor de Mayoración de Repeticiones' is 1. Below these are three buttons: 'Ejes Sencillos', 'Ejes Tandem', and 'Ejes Tridem'. On the right side, there are buttons for 'Cargar', 'Guardar', 'Calcular', 'Imprimir', and 'Salir'. At the bottom, there are two rows of results: 'Total Consumo Esfuerzo (%)' with a value of 0, and 'Total Consumo Erosión (%)' with a value of 95.5518. A red box highlights the 'Total Consumo Erosión (%)' value and the 'Resultados % de consumo' label. The 'Calcular' button is also highlighted with a dashed border.

Fuente: los Autores.

Como se observa el porcentaje de consumo por erosión calculado por el software BS-PCA es cercano al que se determinó anteriormente, ahora queda realizar un análisis de sensibilidad es decir encontrar una sección (Espesor) de losa óptimo.

- Análisis de sensibilidad. –Con ayuda del software BS-PCA se realiza el análisis de % de consumos, para distintos espesores de losa, para así determinar uno óptimo.

Ingreso de datos. – Se ha definido que el único parámetro a cambiar será el espesor de la losa, como se detalla a continuación en la Ilustración VII-21.

Ilustración N° 7-18. Ingreso de parámetros de análisis para sensibilidad, BS-PCA.

	Unidad	Inicial	Final	Paso
Resistencia K del Apoyo :	Mpa/m	57.95	57.95	1
Espesor de la Losa :	mm	100	300	5
Módulo de Rotura Losa :	Mpa	4	4	1
Factor Mayoración de Repeticiones :		1	1	1

☒ Con Bermas
☒ Con Pasadores

Procesar Salir

Fuente: Los autores.

El reporte del software es el siguiente:

Ilustración N° 7-19. Parámetros de diseño, % de consumo para diferentes espesores. BS-PCA

DISEÑO PAVIMENTOS RIGIDOS - METODO PCA
 UNIVERSIDAD DEL CAUCA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 Software : BS-PCA

ANALISIS DE SENSIBILIDAD

TRANSITO

**** EJES SIMPLES ****		**** EJES TANDEM ****		**** EJES TRIDEM ****	
Carga (Tn)	Repeticiones Esperadas	Carga (Tn)	Repeticiones Esperadas	Carga (Tn)	Repeticiones Esperadas
3.00	13 212 792	20.00	3 278 244	24.00	2 771 182
7.00	10 861 854				
7.00	13 212 792				
11.00	7 345 050				

DISEÑO PAVIMENTOS RIGIDOS - METODO PCA
 UNIVERSIDAD DEL CAUCA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 Software : BS-PCA

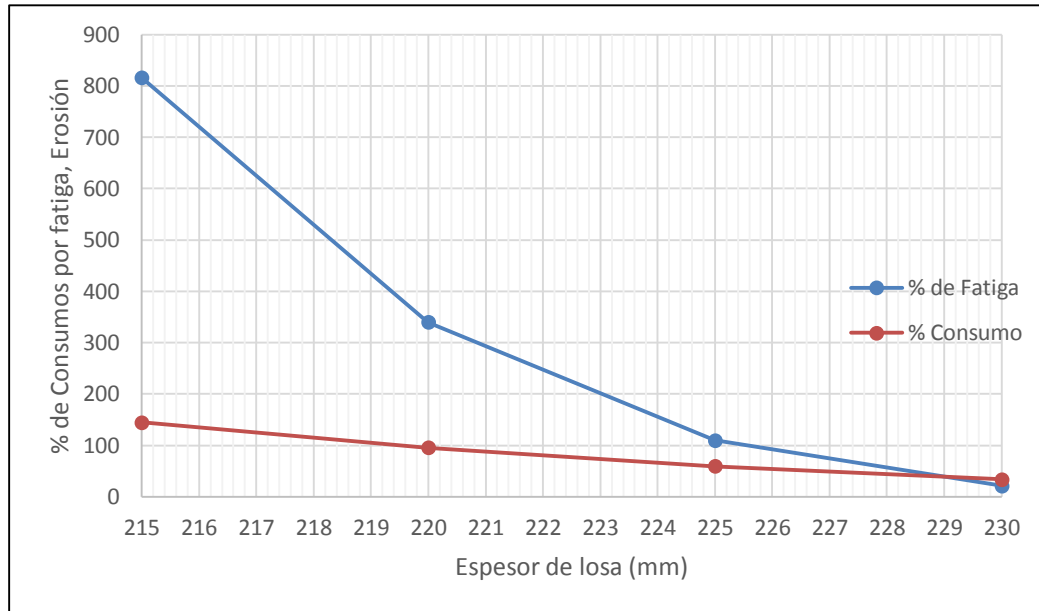
ANALISIS DE SENSIBILIDAD

K_Subrasante (Mpa/m)	Espesor (mm)	Modulo_Rotura (Mpa)	Factor May Repeticion	Consumo Fatiga	Consumo Erosion
58.0	215.00	4.0	1.0	815.73	145.12
58.0	220.00	4.0	1.0	339.88	95.55
58.0	225.00	4.0	1.0	110.13	59.65
58.0	230.00	4.0	1.0	21.74	34.25
58.0	235.00	4.0	1.0	0.00	17.06

Fuente: Los autores.

Con la información del análisis de sensibilidad se realiza la gráfica detallada a continuación:

Ilustración N° 7-20. % de Fatiga y de Erosión vs Espesor de la losa.



Fuente: Los autores.

El espesor de pavimento óptimo es aquel que corresponde a la intersección de ambas rectas, el cual tiene un valor de 22.9cm, por lo cual es espesor definitivo es:

$$D = 23.0 \text{ cm}$$

7.3.Diseño de Juntas

El diseño de juntas tiene como objetivo transmitir adecuadamente los esfuerzos producidos por el tráfico entre los paños de la losa de un pavimento rígido de hormigón, el diseño contempla en determinar la separación entre juntas y las dimensiones de estas.

7.3.1. Tipos de Juntas

Los tipos de juntas existentes para que el pavimento tenga un adecuado comportamiento son:

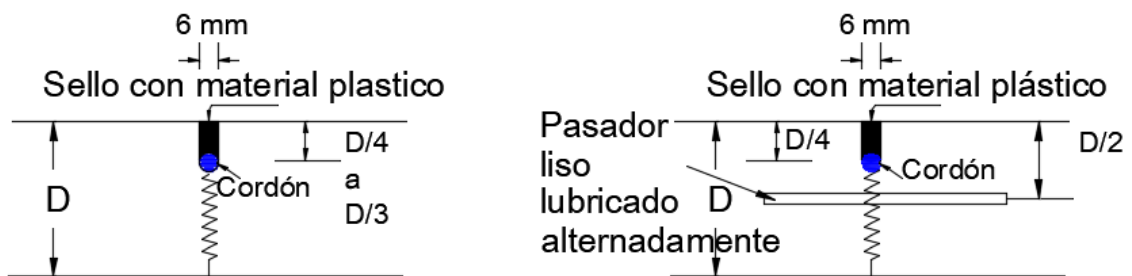
- Juntas de contracción.
- Juntas de expansión.
- Juntas longitudinales.
- Juntas de construcción.

A continuación, se desarrolla cada una del tipo de juntas, para contemplar su diseño.

7.3.1.1. Juntas de Contracción.

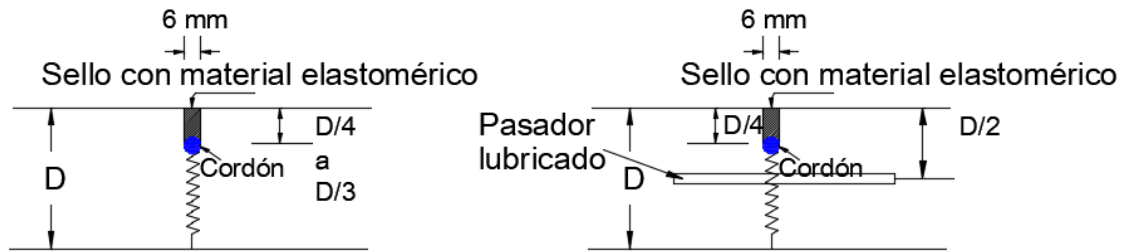
Las juntas de contracción tienen como objetivo absorber los esfuerzos de tensión producidos por la contracción del hormigón, se colocan transversalmente a la vía.

Ilustración N° 7-21. Juntas de contracción con ranura inducida.



Fuente: Peck (1984).

Ilustración N° 7-22. Juntas de contracción de listón pre-moldeado.



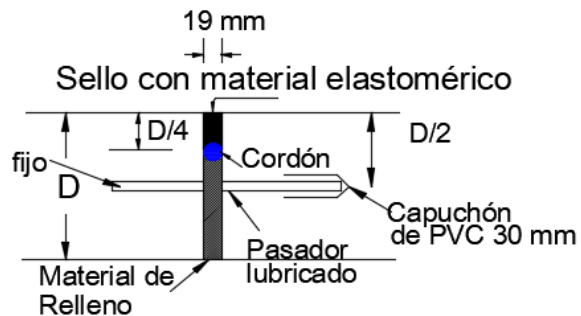
Fuente: Peck (1984).

El material elastomérico utilizado en nuestro medio es asfalto, Policloruro de vinilo y Silicón, siendo el más difundido este último.

7.3.1.2. Juntas de Expansión.

Se realizan con el fin de absorber los esfuerzos de compresión producidos por la expansión, y se utilizan fundamentalmente en la interacción del pavimento con otras estructuras. A continuación, se presenta detalles de junta de expansión.

Ilustración N° 7-23. Juntas de expansión.



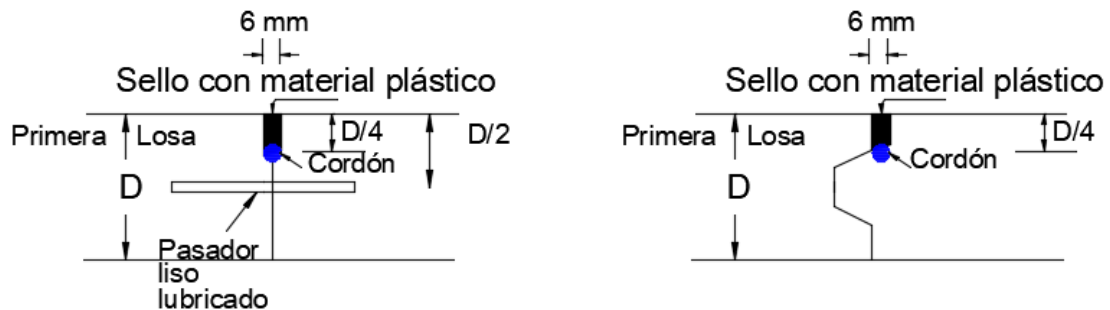
Fuente: Peck (1984).

7.3.1.3. Juntas de Construcción.

Estas juntas se realizan para conectar dos etapas de construcción del hormigón, es decir conectando los paños de la losa fundidos en diferentes etapas, permitiendo así la construcción progresiva de una losa de concreto.

A continuación, se presenta detalles de junta de contracción.

Ilustración N° 7-24. Juntas de construcción para emergencia.



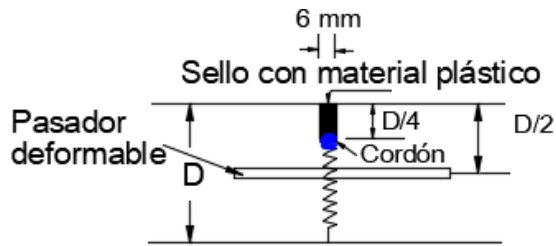
Fuente: Peck (1984).

7.3.1.4. Juntas de Longitudinales.

Estas juntas se realizan para conectar y transmitir entre paneles los esfuerzos que se producen debido a la carga del tráfico, la cual se moviliza en sentido longitudinal de la losa de concreto, a continuación, se presenta detalles de juntas longitudinales.

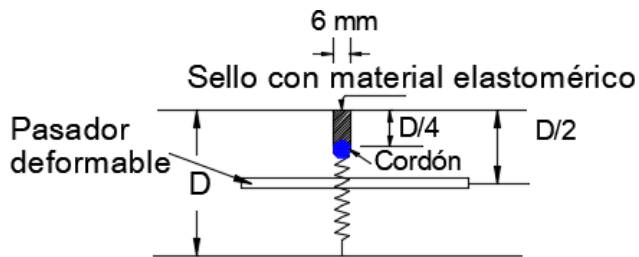
Cuando la construcción se la realiza por todo el ancho de la vía.

Ilustración N° 7-25. Junta longitudinal con ranura inducida.



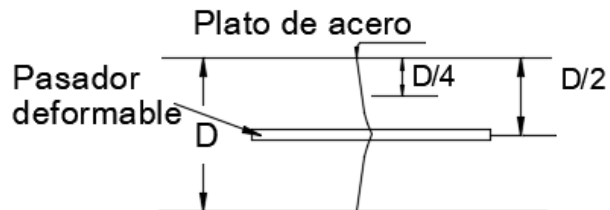
Fuente: Peck (1984).

Ilustración N° 7-26. Junta longitudinal con listón pre moldeado.



Fuente: Peck (1984).

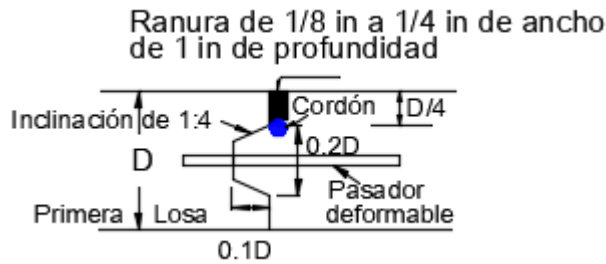
Ilustración N° 7-27. Junta longitudinal con plato deformable en junta.



Fuente: Peck (1984).

Cuando la construcción se la realiza por cada ancho de carril.

Ilustración N° 7-28. Junta longitudinal de ranura simulada.



Fuente: Peck (1984).

7.3.2. Dimensionamiento de la losa de hormigón.

Son dos los criterios para definir las dimensiones de la losa de hormigón los cuales son:

- Longitud de la losa (en pies) deberá ser 2 veces el espesor de esta (en pulgadas), o 24 veces el espesor de esta en cm.

$$L(\text{pies}) = 2 * D(\text{pulgadas}) \quad o \quad L(\text{cm}) = 24 * D(\text{cm})$$

- Longitud de la losa debe ser 1.25 veces el ancho del carril.

Dependiendo de la geometría de la losa (cuadrada o rectangular), la longitud de la losa se selecciona de la siguiente manera:

- Para losas cuadradas, se seleccionará el menor de los 2 criterios siendo la longitud igual al ancho de la losa.
- Para losas rectangulares, se selecciona el ancho como el menor de los dos criterios, y la longitud deberá ser una longitud asumida que permita cumplir con una relación de esbeltez menor a 1.25.

$$e = \frac{Longitud}{Ancho} < 1.25$$

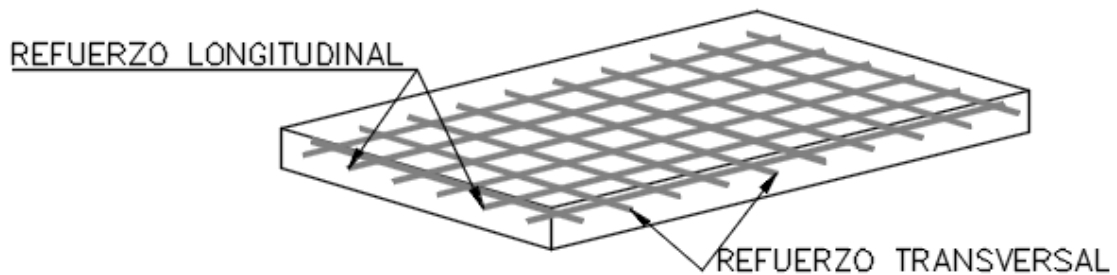
7.3.3. Acero en pavimento rígidos.

El acero en pavimentos rígidos puede ser de refuerzo, de anclaje o de transferencia de carga.

7.3.3.1. Acero de refuerzo.

Este acero de refuerzo tiene como objetivo controlar las fisuras que puedan producirse por cambios de temperatura.

Ilustración N° 7-29. Acero de refuerzo para pavimentos rígidos.



FUENTE: Los autores.

Este acero de refuerzo tanto longitudinal como transversal para pavimentos rígidos puede ser calculado mediante la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{\gamma_c * D * L * F}{2f_s}$$

Donde:

As: Cantidad de acero por unidad de longitud o ancho. (pg2/pie)

γ_c : Peso unitario del hormigón. (149.82 Lb/pies³)

D: Espesor de la losa (pies)

L: Longitud entre juntas. (pies)

f_s : esfuerzo de trabajo del acero (Lb/pie²), el cual la guía AASHTO recomienda $0.75 \cdot F_y$

F: Factor de fricción que depende del tipo de material bajo la losa.

Tabla N° 7-20. Valores recomendados del factor de fricción.

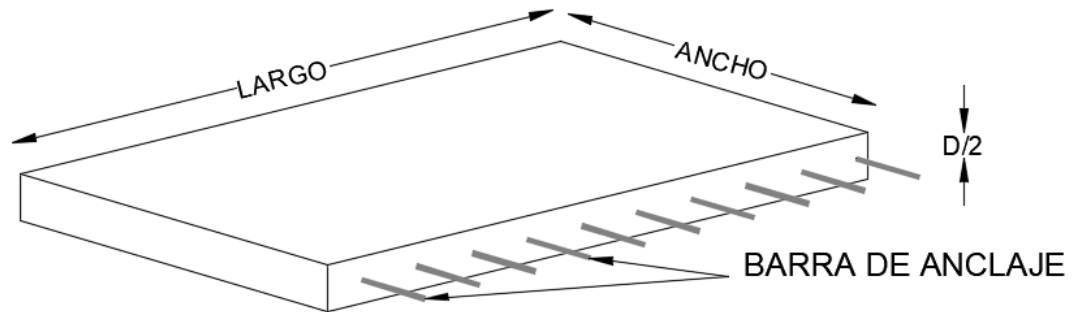
Tipo de material bajo la losa	F
Tratamiento superficial	2.2
Estabilización con cal	1.8
Estabilización con asfalto	1.8
Estabilización con cemento	1.8
Grava de río	1.5
Piedra chancada	1.5
Arenisca	1.1
Subrasante natural	0.9

FUENTE: (AASHTO Guide for design of pavement structures, 1993, págs. II-28)

7.3.3.2. Barras de anclaje.

Las barras de anclaje son colocadas en las juntas longitudinales de manera perpendicular a estas, pero paralelas a la superficie de la losa. Estas tienen como objetivo asegurar que las juntas no se aparten.

Ilustración N° 7-30. Sentido de ubicación de las barras de anclaje en pavimento rígido.



FUENTE: Los autores.

En el caso de barras de anclaje se debe obtener los valores de acero requerido, separación entre aceros y la longitud de estos, esto lo podremos resolver mediante las siguientes ecuaciones:

7.3.3.2.1. Cantidad de acero requerido.

$$As = \frac{W * b * F}{f_s}$$

Donde

W: Peso del pavimento (Lb/pie²). (12.5*Espesor de losa en pulg.)

b: Separación entre juntas longitudinales. (pies)

F: Factor de fricción. (Ver Tabla N° 7 -21)

f_s: esfuerzo de trabajo del acero (Lb/pie²), el cual la guía AASHTO recomienda 0.75*F_y

7.3.3.2.2. Separación entre barras de anclaje.

$$S = \frac{A * 12}{A_s}$$

Donde

A: Área de la barra de anclaje (pulg²). (Se recomienda optar por varillas de 1/2, 3/8 o 5/8)

A_s: Cantidad de acero requerido. (pulg²)

7.3.3.2.3. Longitud de barras de anclaje.

$$L = \frac{2 * f_s * A}{350P} + 2$$

Donde:

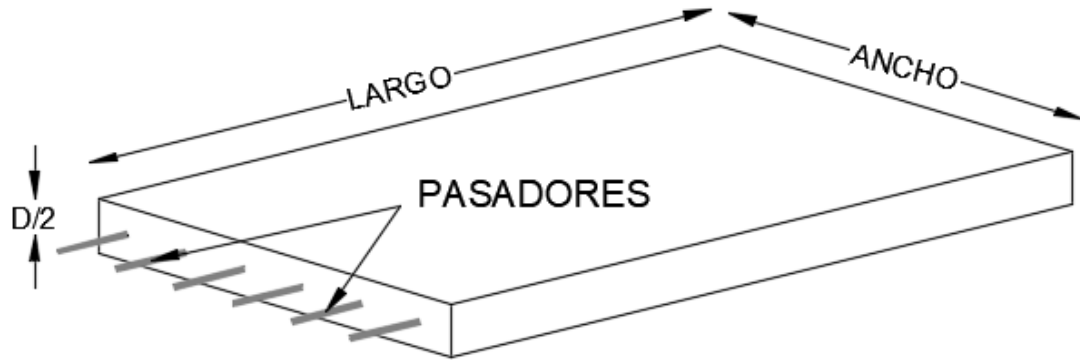
P: Perímetro de la barra de anclaje. (pulg)

7.3.3.3. Pasadores.

7.3.3.3.1. Separación y diámetros de pasadores.

Los pasadores o dowels son aceros colocadas en las juntas transversales de manera perpendicular a estas, pero paralelas a la superficie de la losa. El objetivo de estos es garantizar la transferencia de carga de una losa a otra.

Ilustración N° 7-31. Sentido de ubicación de los pasadores en pavimento rígido.



FUENTE: Los autores.

El cálculo tanto del diámetro de pasadores como de la separación entre estos obedece a un proceso en el cual se determina el esfuerzo portante de la barra (σ) el cual está en función del diámetro, espaciamiento de los pasadores, carga a la que está sometido; y el esfuerzo portante permisible (f_b) en cual está en función del diámetro de pasador y de la resistencia a la compresión del hormigón. Se concluye con el proceso cuando se cumple que $\sigma \geq f_b$.

La PCA recomienda que en ningún caso el diámetro del pasador deberá ser menor a la 1/8 parte del espesor de la losa.

$$\phi = \frac{D}{8}$$

Esfuerzo portante de la barra.

$$\sigma = \frac{K * P_t * (2 + \beta_z)}{4 * \beta^3 * E * I}$$

Donde:

K: Módulo de soporte del pasador. (1500000 PCI).

Pt: Carga transferida por el pasador.

E: Módulo de elasticidad del pasador.

I: Momento de inercia del pasador ($\pi * d^4 / 64$)

β : Rigidez relativa del pasador embebido en la losa.

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K * d}{4 * E * I}}$$

Acción de pasadores en grupo

Friberg en 1940 dio una solución para el trabajo conjunto de pasadores determinando que el cortante decrece proporcionalmente hasta esa distancia $1.8 * l$.

Donde:

l: Radio de rigidez relativa.

$$l = \sqrt[4]{\frac{E * D^3}{12 * (1 - \mu^2) * k}}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del pasador.

D: Espesor de la losa.

μ: Coeficiente de Poisson del pasador (0.15)

k: Coeficiente de balasto.

Esfuerzo portante permisible (fb)

Este se lo obtiene mediante la siguiente ecuación.

$$fb = \left(\frac{4 - d}{3}\right) * f'c$$

Donde:

d: Diámetro del pasador. (pulg)

f'c: Resistencia a la compresión del hormigón. (PSI).

7.3.3.2. Longitud de pasadores.

La PCA recomienda longitudes de pasadores de entre 12 y 18 pulgadas o una longitud de 8 veces el diámetro de pasador.

7.3.3.4. Recomendaciones para barras de anclaje y pasadores.

La PCA ha tabulado en función a las ecuaciones presentadas anteriormente los valores recomendados de diámetro, separación y longitud de pasadores y barras de anclaje, presentados en las siguientes tablas.

Tabla N° 7-21. Valores recomendados de barras de anclaje.

Espesor de la losa. (cm)	Barras de Φ 9.5 mm (3/8")				Barras de Φ 12.7 mm (1/2")				Barras de Φ 15.9 mm (5/8")			
	Long. (cm)	Separación entre barras, m			Long. (cm)	Separación entre barras, m			Long. (cm)	Separación entre barras, m		
		Carril 3.05 m	Carril 3.35 m	Carril 3.65 m		Carril 3.05 m	Carril 3.35m	Carril 3.65m		Carril 3.05m	Carril 3.35m	Carril 3.65m
Acero de $f_y = 187.5$ MPa (40,000 lb/pulg2)												
15.00	45	0.80	0.75	0.65	60	1.20	1.20	1.20	70	1.20	1.20	1.20
17.5		0.70	0.60	0.55		1.20	1.10	1.00		1.20	1.20	1.20
20.0		0.60	0.55	0.50		1.05	1.00	0.90		1.20	1.20	1.20
22.50		0.55	0.50	0.45		0.95	0.85	0.80		1.20	1.20	1.20
25.00		0.45	0.45	0.40		0.85	0.80	0.70		1.20	1.20	1.10
Acero de $f_y = 280$ MPa (60,000 lb/pulg2)												
15.00	65	1.20	1.10	1.00	85	1.20	1.20	1.20	100	1.20	1.20	1.20
17.50		1.05	0.95	0.85		1.20	1.20	1.20		1.20	1.20	1.20
20.00		0.90	0.80	0.75		1.20	1.20	1.20		1.20	1.20	1.20
22.50		0.80	0.75	0.65		1.20	1.20	1.20		1.20	1.20	1.20
25.00		0.70	0.65	0.60		1.20	1.15	1.10		1.20	1.20	1.20

Fuente: (Nociones sobre métodos de diseño de estructuras de pavimentos para carreteras., 2011)

Tabla N° 7-22. Valores recomendados de pasadores.

Espesor de la losa (mm)	Diámetro		Longitud total (mm)	Separación entre centros (mm)
	mm	pulgadas		
0 - 100	13	1/2	250	300
110 - 130	16	5/8	300	300
140 - 150	19	3/4	350	300
160 - 180	22	7/8	350	300
190 - 200	25	1	350	300
210 - 230	29	1 1/8	400	300
240 - 250	32	1 1/4	450	300
260 - 280	35	1 3/8	450	300
290 - 300	38	1 1/2	500	300

Fuente: (Nociones sobre métodos de diseño de estructuras de pavimentos para carreteras., 2011)

7.3.3.5. Recomendaciones para pasadores y barras de anclaje.

Tanto como los pasadores como las barras de anclaje, tienen como principal finalidad garantizar una correcta transferencia de carga entre paños o losas vecinas. La PCA recomienda valores de diámetros mínimos, separación y longitud de pasadores, así como de barras de anclaje, estos se han detallado en las tablas VII-22 y Tabla VII-23, respectivamente.

Además, la PCA recomienda que el diámetro de la varilla no puede ser menor a 1/8 del espesor de la losa.

7.3.3.6. Ejemplo de diseño de juntas.

Dimensionamiento de los paños de la losa.

- Longitud de la losa:

La longitud de la losa en (cm) debe ser igual a 24 veces el espesor de la losa (D).

$$L = 24 * D$$

$$L = 24 * 22 \text{ cm}$$

$$L = 528 \text{ cm}$$

Por otro criterio.

$$L = 1.25 \text{ Ancho}_{\text{Carril}}$$

$$L = 1.25 * 3.65 \text{ m}$$

$$L = 4.56 \text{ m}$$

Para losa rectangular se tiene:

$$A = 4.50 \text{ m}$$

Y la longitud permite exceder al ancho en 1.25 veces.

$$L = 5.60 \text{ m}$$

Recomendaciones para pasadores y barras de anclaje.

- Pasadores. –El diámetro se lo obtiene por la ecuación propuesta por el AASHTO:

$$\phi = \frac{D}{8}$$

$$\phi = \frac{230 \text{ mm}}{8}$$

$$\phi = 28.75 \text{ mm}$$

Según los valores recomendados en la Tabla N° 7-22 para un espesor de la losa de 220 mm se tiene:

Diámetro del pasador: 29 mm

Longitud del pasador: 400 mm

Separación entre centros: 300 mm

- Barras de anclaje. -Según los valores recomendados en la Tabla N° 7-23 para un espesor de la losa de 225 mm, ancho de carril de 3.65 m, se tiene:

- Diámetro del pasador: 16.0 mm

- Longitud del pasador: 1000 mm

- Separación entre centros: 1200 mm

El cálculo de las barras de anclaje utilizando las ecuaciones se presenta a continuación.

Cantidad de acero requerido.

$$A_s = \frac{W * b * F}{f_s}$$

Donde

$$W = (12.5 * \text{Espesor de losa en pulg.}) = 12.5 * 220/25.4 = 108.27 \text{ lb/pie}^2.$$

$$b = 450 \text{ m} = 14.77 \text{ pies}$$

F: De Tabla N° 7 -21 es de 1.5 debido a que se apoya en sub-base granular

$$f_s: 0.75 * F_y = 0.75 * 60\,000 = 45\,000 \text{ psi}$$

$$A_s = \frac{108.27 * 14.77 * 1.5}{45000}$$

$$A_s = 0.0533 \text{ pulg}^2/\text{pie}$$

Separación entre barras de anclaje.

$$S = \frac{A * 12}{A_s}$$

Donde

A: Área de la barra de anclaje (pulg²) para varilla 5/8 pulg es = 0.3067 pulg².

A_s: Cantidad de acero requerido = 0.0533 pulg²/pie.

$$S = \frac{0.3067 * 12}{0.0533}$$

$$S = 69.05 \text{ pulg}$$

$$S = 175 \text{ cm.}$$

Longitud de barras de anclaje.

$$L = \frac{2 * f_s * A}{350P} + 2$$

Donde:

P: Perímetro de la barra de anclaje para varilla de 5/8 pulg es = 1.963 pulg.

$$L = \frac{2 * 45000 * .3067}{350 * 1.963} + 2$$

$$L = 42.17 \text{ pulg}$$

$$L = 107.12 \text{ cm}$$

Entonces se tiene:

- Diámetro del pasador: 16.0 mm
- Longitud del pasador: 1072 mm
- Separación entre centros: 1750 mm

Entonces al utilizar los valores de diseño por las ecuaciones se obtiene un diseño más óptimo, ya que la separación mayor involucra utilizar menos número de varillas en total.

CAPÍTULO VIII

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTO ARTICULADO

8.1. Método AASHTO 93.

El pavimento articulado está conformado por una capa de sub-base, una capa delgada de arena y la superficie de rodadura constituida con adoquines de concreto de 8 cm de espesor, la metodología de diseño AASHTO 1993 establece aplicar los mismos criterios de diseño definidos para un pavimento flexible, por lo tanto se va a utilizar la misma ecuación que la definida para pavimento flexible, que se indica a continuación.

$$\log_{10} Wt_{18} = Z_R * S_O + 9.36 * \log_{10}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left(\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right)}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 * \log_{10} M_R - 8.07$$

EC. VIII-1

Donde:

Wt₁₈: de aplicaciones de carga equivalente de 18 Kilo libras (Kips) acumuladas para el periodo de diseño.

Z_R: Desviador en la curva de distribución normal, se encuentra en función del grado de confiabilidad de diseño (R).

S_O: Desviación estándar, función de posibles variaciones en las estimaciones de tránsito.

ΔPSI: Pérdida de serviciabilidad que se prevé en el diseño, diferencia entre la serviciabilidad inicial (p_o) y serviciabilidad final (p_f) para el periodo de diseño considerado.

M_R : Módulo resiliente de la subrasante, y de las capas granulares, obtenidas con ecuaciones de correlación con la capacidad portante (CBR).

SN: Número estructural, que representa la capacidad de la estructura para soportar las cargas, según las condiciones de diseño predeterminadas.

A continuación, se detallan los parámetros de diseño que el método considera.

8.1.1. Parámetros de diseño.

8.1.1.1. Periodo de diseño.

El periodo de diseño se refiere al tiempo en el cual la estructura prestará servicio bajo las condiciones de diseño, ejecución y mantenimiento adecuados, el diseño estructural de una se realiza para un periodo de 20 años, la información sobre periodos de diseño recomendados se detalla en la Sección 6.2.1.3. de esta guía.

8.1.1.2. Tránsito de diseño.

Este parámetro de diseño representa las cargas a las que se prevé va a estar sometida la estructura, la metodología requiere de la Carga Equivalente de eje simple de 18 Kips (ESAL's) proyectados para el periodo de diseño considerado. La obtención de los Ejes equivalentes se detalla en el Capítulo II de esta Guía.

En nuestro medio, el uso de pavimentos articulados está difundido para carreteras de segundo o tercer orden, es decir que no prestan servicio a grandes volúmenes de tránsito.

8.1.1.3. Módulo resiliente.

El módulo resiliente representa la capacidad de respuesta del suelo frente a cargas dinámicas, este parámetro de respuesta del suelo se obtiene mediante ensayos de carga dinámica, o mediante correlaciones con otras propiedades del suelo (Siendo más difundida la correlación con la Capacidad Soporte del Suelo CBR), la guía AASHTO presenta las siguientes ecuaciones a utilizar:

$$M_r = 1500 * CBR \quad \text{Para } CBR \leq 10\% \quad (psi) \quad EC \text{ VIII. } -2$$

$$M_r = 2555 * CBR^{0.64} \quad \text{Para } CBR > 10\% \quad (psi) \quad EC \text{ VIII. } -3$$

8.1.1.4. Serviciabilidad.

Este parámetro se cuantifica mediante el índice de serviciabilidad (Detallado en Capítulo II de esta Guía). Los valores de índices de serviciabilidad para pavimentos articulados serán los mismos que se utilizan para pavimentos flexibles, que son:

Para condiciones iniciales (Po):

$$Po = 4.2$$

Para condiciones finales (Pf):

$$Pf = 2.0 \quad \text{Para vías de tránsito menor}$$

$$Pf = 2.5 \quad \text{Para vías de primer orden}$$

8.1.1.5. Número estructural.

Es un número que representa la resistencia que requiere la estructura del pavimento para brindar soporte al tráfico de diseño expresado como Ejes equivalentes de carga (ESAL's), el número estructural se define en función del coeficiente estructural de las capas soporte de la estructura, así como el coeficiente de drenaje de cada capa.

La ecuación que define al Número Estructural es la detallada a continuación:

$$SN = a_1 * D_1 + a_2 * m_2 * D_2 + a_3 * m_3 * D_3$$

Donde:

- Capa 1: Capa de rodadura de Adoquín de hormigón.
- Capa 2: Capa de Sub-base granular.
- Capa 3: Capa de mejoramiento con material granular, en caso de requerirse.
- a_1, a_2, a_3 : Son los Coeficientes estructurales o de Capas, adimensionales.
- D_1 : Espesor del adoquín es conocido, el cual tienen un valor de 8 cm (3.15 pulg) para tránsito vehicular.
- D_2 : Espesor de Sub-base granular (pulg).
- D_3 : Espesor de la capa de mejoramiento, en caso de contar con ello (pulg).
- m_2 : Coeficiente de Drenaje de la capa de Sub-base.

El diseño estructural permite la inclusión de una capa de base, en caso de requerirse,

8.1.1.5.1. Coeficiente de drenaje (mi).

Este coeficiente de drenaje tiene la función de corregir el coeficiente estructural de las capas sub-base (a2), cuando estas no se encuentran tratadas (Sea con cemento o con asfalto). Se utiliza la misma información que para pavimento flexible, siendo la tabla indicada a continuación.

Tabla N° 8-1. Valores recomendados del coeficiente de drenaje (mi), para capas de base y subbase no tratadas.

Calidad de drenaje	% del tiempo en el que la estructura del pavimento está expuesta a niveles de humedad próximas a la saturación			
	Menos del 1%	Entre 1 - 5%	Entre 5 - 25%	Más del 25 %
Excelente	1.40 - 1.35	1.35 - 1.30	1.30 - 1.20	1.20
Buena	1.35 - 1.25	1.25 - 1.15	1.15 - 1.00	1.00
Regular	1.25 - 1.15	1.15 - 1.05	1.00 - 0.80	0.80
Pobre	1.15 - 1.05	1.05 - 0.80	0.80 - 0.60	0.60
Muy Pobre	1.05 - 0.95	0.95 - 0.75	0.75 - 0.40	0.40

Fuente: (AASHTO Guide for design of pavement structures, 1993, págs. II-25)

8.1.1.5.2. Coeficiente estructural.

El coeficiente estructural o coeficiente de capa representa la resistencia de cada una de las capas que conforman la estructura del pavimento (sub-base, base y capa de rodadura), se va a utilizar las ecuaciones que fueron determinados en base a los ábacos presentados por el AASHTO 93 para pavimento flexible.

Tabla N° 8-2. Ecuaciones de coeficiente estructural para diferentes capas estructurales de vía.

CAPA	PROPIEDAD MECÁNICA DE LA CAPA	ECUACIÓN DEL COEFICIENTE DE CAPA
SUB-BASE	CBR (%)	$a_3 = 0.058 * CBR^{0.19}$
BASE	CBR (%)	$a_2 = 0.032 * CBR^{0.32}$
BASE ESTABILIZADAS CON CEMENTO	f'c (PSI) a los 7 días	$a_2 = 1.549 * 10^{-4} * f'c + 9.521 * 10^{-2}$
	f'c (MPa) a los 7 días	$a_2 = 2.246 * 10^{-2} * f'c + 9.521 * 10^{-2}$
	f'c (Kg/cm2) a los 7 días	$a_2 = 2.203 * 10^{-2} * f'c + 9.521 * 10^{-2}$
BASE ESTABILIZADAS CON ASFALTO	ESTABILIDAD MARSHALL (Lb)	$a_2 = 1.155 * 10^{-4} * EM + 1.129 * 10^{-1}$

Elaborado: Por los autores

Fuente: (AASHTO Guide for design of pavement structures, 1993)

En cuanto al coeficiente estructural que representa la resistencia que aporta la capa de rodadura de adoquín conjuntamente con una capa de arena adecuadamente sellada y compactada se recomienda utilizar valores de entre 0.42 a 0.44.

8.1.1.6. Nivel de confianza.

El nivel de confianza (R) se lo selecciona en función del tipo de carretera. La guía AASHTO 93 sugiere los siguientes valores para los diferentes tipos de carreteras.

Tabla N° 8-3. Nivel de confiabilidad sugeridos para diferentes carreteras.

Clasificación de carretera	Nivel de confiabilidad recomendado R%	
	Urbana	Rural
Autopista interestatales y otras	85 - 99.9	80 - 99.9
Arteria o carreteras principales	80 - 99	75 - 95
Colectoras de transito	80 - 95	75 - 95
Carreteras locales	50 - 80	50 - 80

FUENTE: (AASHTO Guide for design of pavement structures, 1993, págs. II-9)

8.1.1.7. Desviación estándar normal.

Se determinará mediante el nivel de confiabilidad, como recomienda la Guía AASHTO 93.

Tabla N° 8-4. Valores de Desviación estándar normal recomendados por la Guía AASHTO 93

Confiabilidad	Zr	Confiabilidad	Zr
50	0	93	-1.476
60	-0.253	94	-1.555
70	-0.524	95	-1.645
75	-0.674	96	-1.751
80	-0.841	97	-1.881
85	-1.037	98	-2.054
90	-1.282	99	-2.327
91	-1.34	99.9	-3.09
92	-1.405	99.9	-3.75

FUENTE: (AASHTO Guide for design of pavement structures, 1993, págs. I-62)

8.1.1.8. Desviación estándar total (So).

El diseño de pavimento articulado va a utilizar el valor de Desviación estándar total (So) recomendado para pavimento flexible, la Guía AASHTO 93, propone los siguientes rangos para la estimación de So.

Tabla N° 8-5. Valores de Desviación estándar total recomendados por la Guía AASHTO 93

Proyecto de pavimento	Desviación estándar total
Rango para pavimentos flexibles	0.40 - 0.50
Construcciones nuevas	0.4
Sobrecapas	0.5

FUENTE: (AASHTO Guide for design of pavement structures, 1993, págs. I-62)

8.1.2. Metodología.

8.1.2.1. Obtención de datos.

La metodología de diseño AASHTO 93 contempla como primer paso la obtención de datos requerido para la solución de la ecuación EC. VIII-1, los datos de entrada requeridos previamente para esta metodología serán:

- Ejes equivalentes (ESAL's)
- Parámetros estadísticos (R, Zr, So)
- Propiedades mecánicas de los materiales, (CBR o MR).

Así como otros factores que pudieran ser asumidos tales como:

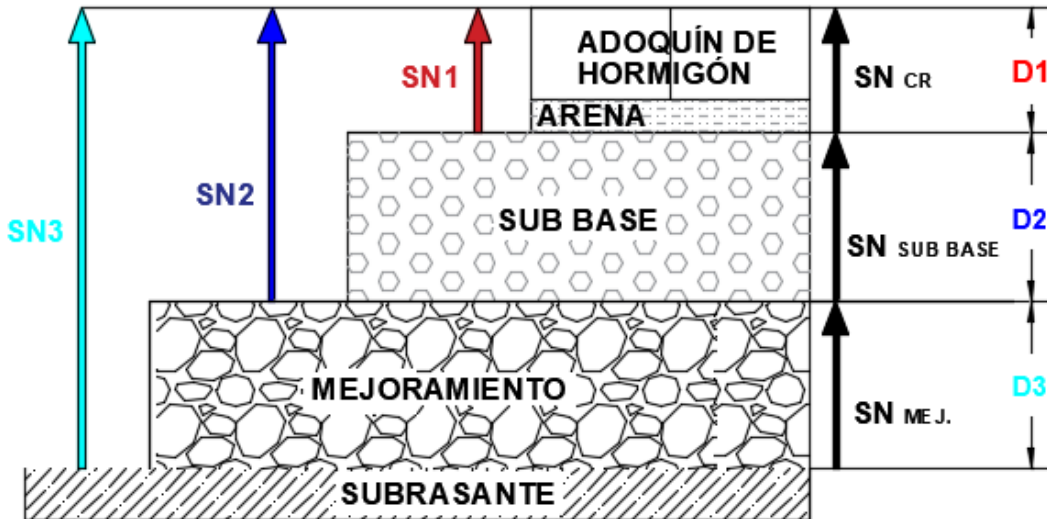
- Serviciabilidad.

8.1.2.2. Determinación del número estructural de las capas.

La obtención del número estructural de cada una de las capas se lo realiza mediante la ecuación planteada por la Guía AASHTO (Ec. VI-1), donde el número estructural SN de cada una de las capas se lo determina usando el respectivo módulo resiliente de la capa soporte.

El número SN también puede ser determinado de manera práctica, mediante el nomograma planteado por la AASHTO, el cual arroja resultados aproximados a los estimados con la ecuación.

Ilustración N° 8-1. Numero estructural de cada una de las capas.



FUENTE: Los autores

Como se puede observar en el grafico el numero estructural de cada una de las capas será:

$$SN_{CR} = SN_1$$

$$SN_{SUB\ BASE} = (SN_2 - SN_1)$$

$$SN_{MEJ.} = (SN_3 - SN_2)$$

El número estructural se determina por un proceso iterativo, empleando la EC. VIII-1, o con el nomograma propuesto en el AASTHO 93, detallado en la sección 6.2.2.2 de esta guía.

La capa de arena no se considera en el diseño, ya que no es considerada como una capa que aporte mecánicamente al soporte del tráfico.

8.1.2.3. Determinación del espesor de capa.

d) Espesor calculado.

Una vez obtenido el número estructural SN de cada una de las capas, se procede a determinar el espesor de la capa de sub-base (El espesor del adoquín y de la cama de arena son predeterminados) mediante la relación de número estructural y los coeficientes de drenaje (m_1) y estructural (a_1) correspondientes.

$$D_1 = \frac{SN_{CR}}{a_1} ; D_2 = \frac{SN_{SUB\ BASE}}{a_2 * m_2}$$

e) Espesores mínimos.

La guía AASHTO 93 recomienda espesores mínimos para las capas de rodadura y base granular, con la finalidad de asegurar que estas no sobrepasen las deformaciones y esfuerzos admisibles, estos espesores están en función de los ESLS's.

Tabla N° 8-6. Valores de espesores mínimos recomendados por la Guía AASHTO 93

Espesores mínimos (pulgadas)		
Tránsito de diseño (Ejes equivalentes de 18 kips)	Carpeta Asfáltica	Base Granular
Menor a 50000	1 o T.S.	4
50001 – 150000	2	4
150001 – 500000	2.5	4
500001 – 2 000000	3	6
2 000001 – 7 000000	3.5	6
Mayor a 7 000000	4	6

T.S. Tratamiento superficial.

FUENTE: (AASHTO Guide for design of pavement structures, 1993, págs. II-35)

Debido a que la guía AASHTO 93, no recomienda espesores mínimos para el caso de sub bases granulares, en la práctica se recomienda valores para sub bases granulares de entre 1.5 y 2 veces el espesor mínimo del recomendado para base granular, y el espesor mínimo de la capa de mejoramiento de 1.5 y 2 veces el espesor de la sub base establecida.

f) Espesores ajustados.

- La capa de rodadura tendrá un espesor determinado según el adoquín a utilizar, en nuestro medio se maneja adoquín de 8 cm de espesor para tráfico vehicular.
- La capa de arena que sirve de apoyo tendrá un espesor de 5 cm (Valor recomendado por MOP 001F-2002), pero dicha capa no se considera en el diseño estructural de las capas de apoyo.
- Los espesores de la capa de sub-base y mejoramiento (En caso de requerir) son valores a determinar, y deben satisfacer conjunto al adoquín el tránsito de diseño, por lo cual se debe calcular un espesor de capas tal que junto al adoquín proporcionen un número estructural mayor o igual que el requerido por el tráfico (Determinado con las EC VIII-1)

$$SN_{APORTE} \geq SN_{REQUERIDO}$$

8.1.2.4. Recomendaciones del tipo de material granular a utilizar.

El material granular que puede ser usado para la construcción de cada una de las capas puede ser asumido en función al espesor de la capa tomando en cuenta el tamaño máximo nominal del agregado (Bases, Sub Bases, material de mejoramiento). Tomando en cuenta que el espesor de la capa debe ser mayor que en tamaño máximo nominal en 2,5 a 3 veces.

$$D \geq (2.5 - 3) TM.$$

8.1.3. Ejemplo de diseño estructural para pavimento Articulado.

El diseño de un pavimento articulado consiste en determinar el espesor de la sub base necesaria para brindar soporte a un tráfico determinado, con las consideraciones de diseño como lo es la capacidad soporte del suelo, y los parámetros estadísticos para el tipo de vía a diseñar.

Entonces se sigue la siguiente metodología:

i) Obtención de datos.

Este procedimiento contempla utilizar la siguiente información.

- Ejes equivalentes (ESAL's)

Como se mencionó se requiere el número de ejes equivalentes proyectados para el periodo de diseño, para el ejemplo se toma la información de “Apuntes de Vías y Pavimentos”, donde el valor de ESAL's proyectados a 20 años es:

$$ESAL's = 5\,767\,321.308$$

- Parámetros estadísticos (R, Zr, So)
- Nivel de confianza (R)

Se debe seleccionar un nivel de confianza en función del tipo de carretera a diseñar (Tabla N° 8-4), la información del tránsito corresponde a una vía tipo II (TPDA proyectado de 2232.93 veh/día) y se trabajará con el siguiente nivel de confiabilidad:

$$R = 90 \%$$

- Desviación estándar normal (Z_r)

Con un valor de 90% de confiabilidad para una distribución normal (Tabla N° 8 – 5) corresponde a:

$$Z_r = -1.282$$

- Desviación estándar total (S_o)

Según la Tabla N° 8 – 6 para pavimentos flexibles corresponde a un valor de:

$$S_o = 0.45$$

- Condiciones de Serviciabilidad.
- Para condiciones iniciales (P_o):

$$P_o = 4.2$$

- Para condiciones finales (P_f):

$$P_f = 2.0 \quad \text{Para vías de tránsito menor.}$$

- Entonces la variación de serviciabilidad (ΔPSI) es;

$$\Delta PSI = P_o - P_f$$

$$\Delta PSI = 4.2 - 2.0$$

$$\Delta PSI = 2.2$$

- Propiedades mecánicas de los materiales, (MR de laboratorio, o $MR=f(CBR)$).

Se debe calcular el MR para el suelo soporte (Subrasante), la capa estructural de Sub-base.

- Subrasante:

Este valor corresponde al Percentil 85 de los datos recopilados en un estudio de la subrasante, se ha tomado del Capítulo I (Estudios Geológicos-Geotécnicos).

$$CBR = 5.4 \%$$

Con ello el módulo resiliente se obtiene empleando la ecuación EC. VIII-2, correspondiente a un CBR menor a 10%.

$$M_r = 1500 * CBR$$

$$M_r = 1500 * 5.4$$

$$M_r = 8100 \text{ psi}$$

Debido a que el CBR de la subrasante es menor a 6% se ha optado por incluir un mejoramiento de la subrasante.

- Mejoramiento de la Subrasante:

Se ha determinado emplear mejoramiento con suelo seleccionado, para ello se requiere un material con la siguiente propiedad:

$$CBR = 20 \%$$

El módulo resiliente se obtiene empleando la ecuación EC VIII.-3, correspondiente a un CBR de 20 % o superior.

$$M_r = 2555 * CBR^{0.64}$$

$$M_r = 2555 * 20^{0.64}$$

$$M_r = 17380.01 psi$$

- Sub-base granular.

El CBR mínimo requerido para una sub-base es de:

$$CBR = 30 \%$$

Con ello:

$$M_r = 22529.34 psi$$

j) Determinación del coeficiente estructural de las capas (a).

Se van a emplear las ecuaciones obtenidas por medio de los ábacos del AASHTO, presentes en la Tabla VIII – 3, esto para la capa de sub-base y de mejoramiento ya que se cuenta con ello.

- Sub-base granular.

Se utiliza la ecuación expresada anteriormente, con un valor de CBR correspondiente a 30 %.

$$a_3 = 0.058 * CBR^{0.19}$$

$$a_3 = 0.058 * 0^{0.19}$$

$$a_3 = 0.111$$

- Capa de rodadura.

Los autores Liley, A y Knapton, J por investigaciones realizadas en 1970 han recomendado utilizar valores del coeficiente estructural para la capa de rodadura de adoquín de entre 0.41 a 0.44, entonces se va a utilizar un valor que optimice el diseño, de:

$$a_1 = 0.41$$

k) Determinación del coeficiente de drenaje de las capas (m).

Se va a utilizar la información de la Tabla N° 8-1, la cual presenta factores en función de la calidad de drenaje y porcentaje de tiempo que la estructura se somete a humedades cercanas a la saturación.

Para desarrollar el ejemplo se tiene:

Tiempo de exposición a niveles de humedad altos: 60 días al año, el cual representa un 24.6 %

Calidad del drenaje: Buena.

Entonces el coeficiente de drenaje (m): 1.00.

l) Determinación del Número estructural de capas.

Para ello se emplea la ecuación Ec. VI-1, que se presenta a continuación:

$$\log_{10} Wt18 = Z_R * S_O + 9.36 * \log_{10}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left(\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right)}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 * \log_{10} M_R - 8.07$$

Donde la constante de la ecuación es la siguiente:

$$\log_{10} Wt 18 = \log_{10} (5767321.308)$$

$$\log_{10} Wt 18 = 6.761$$

Y la parte variable de la Ecuación depende de las variables ya definidas con lo son; Módulo resiliente (Mr) y los parámetros estadísticos, quedando toda la ecuación en

función del número estructural de capa (SN), entonces la resolución de la ecuación trata de un proceso Iterativo asignando un valor de SN tal que se iguale a la constante $\log_{10} Wt_{18}$.

El módulo Resiliente como se menciona en la metodología se emplea el valor de la capa soporte.

Ejemplo. –Para calcular el número estructural de capa de mejoramiento se emplea el valor de módulo resiliente de la subrasante, así:

$$\log_{10} Wt_{18} = Z_R * S_O + 9.36 * \log_{10}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left(\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right)}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 * \log_{10} M_R - 8.07$$

$$6.761 = -1.282 * 0.45 + 9.36 * \log_{10}(4.178 + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left(\frac{2.2}{4.2 - 1.5} \right)}{0.40 + \frac{1094}{(4.178 + 1)^{5.19}}} + 2.32 * \log_{10}(8100) - 8.07$$

$$6.761 = 6.761$$

Entonces el número estructural (SN) correspondiente a la capa de mejoramiento es:

$$SN = 4.178$$

Así se realiza para todas las capas estructurales de presentando los siguientes resultados:

Tabla N° 8-7. Valores Número estructural y espesor de cálculo.

Capa analizada	SN total	SN Capa	Espesor (in)	Solución
Mejoramiento	4.178	0.952	9.29	6.761
Sub – base	3.226	0.281	2.54	6.761
Capa de rodadura	2.945	2.945	6.69	6.761

Fuente: Los autores.

El número estructural de cada capa se obtiene con la resta del número estructural total entre cada capa, así:

$$SN_{\text{SubBase}} = 3.226 - 2.945$$

$$SN_{\text{SubBase}} = 0.281$$

Y el espesor de cada capa resulta de la siguiente ecuación.

$$D_{\text{Sub Base}} = \frac{SN_{\text{Sub Base}}}{a2 * m2}$$

$$D_{\text{Sub Base}} = \frac{0.281}{0.111 * 1.0}$$

$$D_{\text{Sub Base}} = 2.54 \text{ in}$$

Como se puede observar en la Tabla VIII-7, con el número estructural determinado para la capa de rodadura resulta un valor mayor que el real de 8 cm (3.149 pulg). Por lo cual se procede a calcular el espesor real.

m) Determinación del Espesor de cada capa.

Se debe comparar el Espesor Calculado (D) con los espesores mínimos (Dmin) para definir un espesor ajustado tal que aporte un Número estructural (SN_{APORTE}) mayor que el requerido por el tráfico de diseño ($SN_{REQUERIDO}$).

Los espesores mínimos para Subbases es:

$$D_{MIN SUBBASE} = (1.5 - 2.0) * D_{MIN BASE}$$

y capas de mejoramiento se tomarán con un valor igual a:

$$D_{MIN MEJ} = (3.0 - 4.0) * D_{MIN BASE}$$

Donde el espesor mínimo recomendado para bases se detalla en la Tabla N° 8-6.

Entonces el espesor se ajusta, estableciendo el espesor de la capa de rodadura a su valor real 3.149 pulg (8cm), y la capa de sub-base y mejoramiento se establecen tal que el valor de número estructural cumpla la siguiente ecuación.

$$SN_{APORTE} \geq SN_{REQUERIDO}$$

Los valores de capa de los materiales ajustados son los detallados a continuación:

Tabla N° 8-8. Espesores Calculado, Mínimo y ajustado de las capas estructurales de la vía.

Capa	Espesor calculado (in)	Espesor mínimo (in)	Espesor ajustado (in)	Espesor capa (cm)
Mejoramiento	9.29	18.00	17.0	44.00
Sub – base	2.54	9.00	9.5	25.00
Capa de rodadura	6.69	-	3.149	8.00

Fuente: Los autores.

Se realiza la comprobación de los espesores ajustados:

$$SN = a_1 * D_1 + a_2 * m_2 * D_2 + a_3 * m_3 * D_3$$

$$SN = 0.44 * 3.149 + 0.111 * 1.0 * 9.5 + 0.1025 * 1.0 * 17.0$$

$$SN = 4.178$$

Ahora Verificando la condición del Número estructural calculado se tiene:

$$SN_{APORTE} \geq SN_{REQUERIDO}$$

$$4.178 \geq 4.178$$

Por lo tanto, los espesores ajustados satisfacen el tráfico de diseño considerado.

n) Especificaciones de los materiales de cada capa.

Se determinará los materiales a utilizar en cada capa:

- Subbase Granular.

$$D \geq 3.0 * TM$$

Donde tamaño máximo Nominal de **Sub-base clase III** es 3 pulg.

$$9.5 \text{ pulg} \geq 3.0 (3.0 \text{ pulg})$$

$$9.5 > 9$$

- Mejoramiento.

$$D \geq 3.0 * TM$$

Donde tamaño máximo Nominal de 4 pulg.

$$17 \text{ pulg} \geq 3.0 (4.0 \text{ pulg})$$

$$17 > 12$$

El resumen de las capas estructurales se presenta a continuación:

Tabla N° 8-9. Especificaciones capas estructurales de la vía.

Capa	Espesor capa (cm)	Tamaño Máximo Nominal (in)	Clase de Material
Mejoramiento	44.00	4.00	-
Sub – base	25.00	3.00	Clase III
Cama de arena	5.00		
Capa de rodadura de Adoquín	8.00	-	-

Fuente: Los autores.

8.2. Método Inglés.

El diseño de pavimentos articulados consiste en la determinación de la o las capas que brindan soporte a la capa de rodadura, que para este caso será adoquines (pavimento articulado), la norma británica considera adicionalmente el aporte estructural de una capa adicional, ya que para el diseño estructural se toma en cuenta una Subbase y una Base granular. Esta normativa ha desarrollado mediante un análisis mecanicista, espesores recomendados de base y subbase en función a un CBR y el transito expresado en ESAL's.

8.2.1. Parámetros de diseño.

8.2.1.1. Tránsito de diseño.

Este parámetro de diseño representa las cargas a las que se prevé va a estar sometida la estructura, la metodología requiere del número de ESAL's proyectados para el periodo de diseño considerado. La obtención de ESAL's se detalla en el Capítulo II de esta Guía.

En nuestro medio, el uso de pavimentos articulados es difundido para carreteras de segundo o tercer orden, es decir que no prestan servicio a grandes volúmenes de tránsito por esta razón la norma británica tiene valores recomendados para tránsitos de hasta 12'000.000 de ejes equivalentes (ESAL's)

8.2.1.2. Capacidad soporte del material (CBR).

8.2.1.2.1. Bases.

La capacidad soporte del material granular en el caso de bases granulares será del 80% coincidiendo con el valor de CBR mínimo para bases especificado en la MOP-001F-2002, mientras que para bases estabilizadas con cemento se considera la obtención de un espesor equivalente, mediante la división del espesor de la base granular para un factor de equivalencia igual a 3.

Los espesores para la capa de base detallados en la siguiente tabla, fueron determinados bajo la consideración de que la capa de base se encuentra apoyada sobre una capa de subbase granular calificada.

Tabla N° 8-10. Espesores de bases recomendado en función del tránsito y tipo de base

Tipo de base	Espesor de la base granular (mm)			
	Ejes Equivalentes Acumulados (ESALS's x 10 ⁶)			
	0.5-1.15	1.5 - 4	4 - 8	8-12
Base Granular	390	390 - 480	540	690 - 750
Base tratada con cemento	130	130 - 160	180	230 - 250

Fuente: (British Standards 2001a, 2001)

8.2.1.2.2. Subrasante.

La capacidad soporte de la subrasante para esta metodología de diseño influye en el espesor de la capa granular de subbase, teniendo los siguientes valores de subbases en función al CBR de la subrasante. Como se detalla en la siguiente tabla.

Tabla N° 8-11. Espesores de bases recomendado en función del tránsito y tipo de base

Nivel de tránsito (ESAL's/día)	Espesor (mm) de la sub base granular según el CBR de la subrasante					
	2	3	4	05 -10	10 -15	15 -30
< 60	250	190	160	150	150	150
< 200	310	240	210	180	150	150
<500	350	270	230	200	160	150
<1000	400	310	270	225	180	150
> 1000	450	350	310	270	240	225

Fuente: (British Standards 2001a, 2001)

8.2.1.3. Capa de rodadura.

La normativa inglesa establece que el valor mínimo de resistencia a la compresión para el diseño estructural mediante este método, deberá ser 350Kg/cm² y los adoquines tendrán

un espesor aproximado de 8cm +/- 0.3 cm. Además, la capa de rodadura en ningún caso deberá ir apoyada directamente sobre la base granular, esta deberá apoyarse mediante una capa de arena (cama de arena) con un espesor de no menos de 5cm.

8.2.2. Ejemplo de diseño estructural para pavimento Articulado.

Para el diseño de un pavimento articulado por el método británico consiste en determinar los espesores de las capas estructurales (Base y Sub-base), las cuales dependen del tránsito de diseño, y de la Capacidad Soporte del Suelo, entonces la información de parámetros de diseño para el ejemplo a utilizar será la misma empleada en el método AASHTO 93.

- Tránsito de diseño. –El tránsito de diseño para este método se requiere como TPDA proyectado al periodo de diseño, y además en ejes equivalentes/día.

El valor de ESAL's proyectados acumulados a un periodo de 20 años es:

$$ESAL's = 5\,767\,321.308$$

El valor de ESAL's/día resulta de la relación entre ESAL's acumulados para el número de días de los 20 años proyectados.

$$ESAL's = 790.04$$

- Capacidad Soporte del material (CBR). –La capacidad soporte del suelo como se determinó con anterioridad tiene el valor de:

$$CBR = 5.4 \%$$

- Sub-base. -Entonces ingresando a la Tabla N° 8-11 se tiene valores de espesor de subbase para diferentes CBR, encasillando en valores de espesor para CBR entre (5 a 10%), y el ESAL's/día de 790.04, encasilla entre 500 a 1000, por lo cual se debe interpolar, teniendo.

ESAL's / día:	Espesor correspondiente:
500	200 mm
790.04:	<i>Espesor de sub-base (D_{SG})</i>
1000	225 mm

Entonces interpolando se tiene un valor de 215 mm, por lo cual se define como espesor de sub-base de:

$$D_{SG} = 22 \text{ cm}$$

- Base. –Se ingresa a la Tabla N° 8-10, cuyo valor de espesor depende netamente del tránsito de diseño expresado en ESAL's, que para un valor de 5 767 321.308 se encasilla para el rango de 4 a 8 millones de repeticiones, dando un espesor de base de:

$$D_{BG} = 54 \text{ cm}$$

Entonces los resultados de las capas estructurales es el siguiente:

Tabla N° 8-12. Especificaciones capas estructurales de la vía.

Capa	Espesor capa (cm)
Sub-base	22.00
Base	54.00
Cama de arena	5.00
Capa de rodadura de Adoquín	8.00

Fuente: Los autores.

Referencias

- American Society for Testing and Materials. (2012). Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft³ (2,700 kN-m/m³)). United States.
- AASHTO. (1993). *AASHTO Guide for design of pavement structures*. Washington: AASHTO.
- AASHTO. (1993). *AASHTO Guide for design of pavement structures*. Washington: AASHTO.
- AASHTO. (1993). *AASHTO Guide for design of pavement structures*. Washington: AASHTO.
- AASHTO. (2008). *AASHTO Mechanistic–Empirical Pavement Design Guide*. Washington: AASHTO.
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (1981). Nonrepetitive Static Plate Load Test of Soils and Flexible Pavement Components for Use in Evaluation and Design of Airport and Highway Pavements. United States.
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (1997). *Standard Method of Test for Resilient Modulus of Subgrade Soils and Untreated Base/Subbase Materials*. United States.
- American Society for Testing and Materials. (2009). Standard Test Method for CBR (California Bearing Ratio) of Soils in Place. United States.
- Argentino, I. d. (2012). *Diseño y construcción de pavimentos de hormigón*. San Salvador de Jujuy: ICPA.
- Association, P. C. (1984). *Thickness design for concrete highway and street pavements*. Illinois: PCA.
- Díaz, J. S. (1998). Deslizamiento y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Bucaramanga, Colombia: Ingeniería de suelos Ltda.
- Dirección General de Geología y Minas. (1982). Mapa geológico nacional de la República del Ecuador. Quito, Ecuador: La Dirección.
- Dr. Arturo Egüez, M. M. (18 de Octubre de 2017). Mapa Geológico. *Mapa Geológico de la República del Ecuador*. Quito, Pichincha, Ecuador: Ministerio de Minería.
- Duque, P. (2000). *Breve Léxico Estratigráfico del Ecuador*. Quito: UCP PRODEMİNCA.

Duravía. (2011). CICLO DE VIDA. *CONOCE EL PAVIMENTO*. Lima, Perú. Retrieved from <http://www.duravia.com.pe/ciclo-de-vida/>

El Diario. (2015). *El Diario*. Retrieved from www.eldiario.ec

Gobierno autónomo descentralizado de la Provincia de Pichincha. (2012, Agosto). Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial. Quito, Pichincha, Ecuador.

Huang, Y. (2004). *Pavement Analysis and Desing*. New Jersey, United States: Prentice.

INECO. (2013). *Estudio de Ingeniería de la Carretera Santo Domingo-Esmeraldas*.

INECO. (2014). *Estudio de Ingeniería Definitiva Paso Lateral de Jujan*.

Institution, B. S. (2001). British Standards 2001a. Londres, Reino Unido: British Standards.

Instituto Geológico y Minero de España. (1986). *Manual de Taludes*.

Instituto Nacional de Investigación Geológico Minero Metalúrgico . (1982). Hoja Geológica EL Quinche Escala 1:25 000. Ecuador.

Instituto Nacionl de Vías. (2008). Manual de diseño de pavimentos de concreto para vías con bajos, medios y altos volúmenes de tránsito . Bogotá, Colombia: INSTITUTO COLOMBIANO DE PRODUCTORES DE CEMENTO.

INV-E. (2013). DETERMINACION DE SUELOS EXPANSIVOS. Colombia.

INV-E. (2017). Determinación del potencial de cambio volumétrico de un suelo empleando el aparato de lambe. Colombia.

M. Fernanda Ramírez, G. M. (25 de Noviembre de 2011). *researchgate*. Obtenido de researchgate:

https://www.researchgate.net/profile/Francois_Michaud2/publication/280637812_Caracterizacion_de_un_corte_de_referencia_en_la_formacion_Borbon_Guarumo_Santa_Ana_resultados_preliminares/links/560914cc08ae4d86bb118043/Caracterizacion-de-un-corte-de-referenci

M., I. G. (2010). Obtención y Manejo de la información de tránsito para diseño de pavimentos. Managua, Nicaragua: Universidad Nacional de Ingeniería.

Ministerio de Obras Públicas. (2002). Normativa ASTM para ensayos correspondientes. Ecuador.

Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones. (2002). Especificaciones Generales para la construcción de Caminos y Puentes. Quito, Pichincha, Ecuador.

Ministerio de Transporte y Obras Públicas. (2016). Tabla Nacional de Pesos y Dimensiones. Quito, Ecuador: Ministerio de Transporte y Obras Públicas.

Moreno, I. A. (2015). *Generación de Geoinformación para la Gestión del Territorio a Nivel Nacional Escala 1:25000*. Manabí: Secretaría Nacional de Planificación Desarrollo.

Peck, R. B. (1974). *Foundation Engineering*. John Wiley and Sone, Inc.

Sabogal, I. F. (2012). Diseño de pavimentos rígidos para calles y carreteras. Cauca.

Sandoval, C. H. (2011). *Nociones sobre métodos de diseño de estructuras de pavimentos para carreteras*. Boyacá: Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia.

SNI. (2005). Mapa Geológico de la vía el Quinche-Yaruquí. El Quinche, Ecuador: S.N.I.

Vallejo, L. I. (2004). *Ingeniería Geológica*. Madrid: Pearson Educación, S.A.